



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

# **ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL E DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO**

ARTHUR PERGHER

ORIENTADOR: DANIEL DOMINGUES LORIGGIO, DR.

FLORIANÓPOLIS  
2015  
ARTHUR PERGHER

ARTHUR PERGHER

# **ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL E DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para obtenção do diploma de graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Daniel Domingues Loriggio, Dr.

FLORIANÓPOLIS

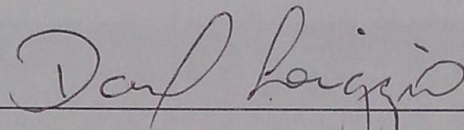
2015

ARTHUR PERGHER

# ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL E DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de conclusão de curso apresentado, como requisito parcial para obtenção do diploma de graduação em Engenharia Civil, ao departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC Comissão formada pelos professores:

Professor orientador:



Daniel Domingues Loriggio, Dr.

Departamento de Engenharia Civil, UFSC.

Banca:

Professor: Narbal A. Marcellino, Dr.

Departamento de Engenharia Civil, UFSC.

Engenheiro: Rodrigo Broering Koerich, M.Sc.

AltoQi

Florianópolis, Julho de 2015.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente ao professor Daniel pelos ensinamentos e constante orientação durante a realização deste trabalho.

Aos meus pais e irmão por sempre acreditarem em mim, sempre estarem presentes nos meus melhores e piores momentos, e pelo amor incondicional que me moldou para ser quem hoje sou.

A Renata, meu amor, minha namorada, minha melhor amiga, pelo apoio emocional essencial.

A minha família, por sempre me colocarem em um estado mental tranquilo, não importando a situação.

Aos meus amigos, pelas risadas.

## **RESUMO**

O presente trabalho trata primeiramente da análise global de uma estrutura de concreto armado, utilizando uma análise computacional usando o software comercial Eberick para projeto de estruturas com um modelo de pórtico espacial, e modelos de pórticos planos associados no software de análise estrutural Ftool. A estrutura é projetada de modo que os efeitos de segunda ordem possam ser desconsiderados. Foram testadas duas alternativas de lançamento estrutural, a primeira com pilares quadrados e a segunda com pilares retangulares.

Em seguida é feito o dimensionamento dos pilares dessa estrutura, também pelo software Eberick, e por planilhas eletrônicas com o auxílio de ábacos. É montada a envoltória de momentos do pilar, de modo a se fazer análises referente ao dimensionamento dos pilares.

Palavras chave: análise estrutural, associação de pórticos planos, dimensionamento de pilares, envoltória de momentos dos pilares.

## SUMÁRIO

Índice de figuras .....	9
Índice de tabelas .....	12
1. Introdução.....	14
1.1. Considerações iniciais .....	14
1.2. Objetivos .....	14
1.2.1. Objetivo principal .....	14
1.2.2. Objetivos específicos .....	14
1.3. Justificativa.....	15
2. Revisão bibliográfica.....	16
2.1. Combinações de ações.....	16
2.1.1. Combinações usadas no ELU .....	17
2.1.2. Combinações usadas no ELS.....	19
2.2. Vento.....	21
2.2.1. Velocidade básica do vento, $V_o$ .....	21
2.2.2. Fator topográfico, $S_1$ .....	22
2.2.3. Fator $S_2$ .....	24
2.2.4. Fator estatístico $S_3$ .....	28
2.2.5. Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) .....	28
2.2.6. Força de arrasto do vento .....	29
2.3. Estabilidade global para projetos de edifícios .....	30
2.3.1. Não linearidade física .....	31
2.3.2. Não linearidade geométrica .....	32
2.4. Pré-dimensionamento de estruturas .....	34
2.4.1. Pré-dimensionamento de vigas.....	34
2.4.2. Pré-dimensionamento de pilares .....	35

2.5. Dimensionamento de Pilares .....	37
2.5.1. Verificação dos momentos mínimos .....	39
2.5.2. Determinação da armadura através de ábacos .....	42
3. Metodologia de trabalho .....	44
4. Dados da estrutura estudada.....	48
4.1. Pré-dimensionamento .....	50
4.1.1. Pré-dimensionamento das vigas.....	50
4.1.2. Pré-dimensionamento dos pilares.....	52
4.2. Definição dos carregamentos.....	54
4.2.1. Lajes .....	54
4.2.2. Reações de escada e de elevador.....	56
4.2.3. Vigas.....	57
4.2.4. Pilares.....	58
4.2.5. Vento .....	59
5. Análise de diferentes disposições e seções de pilares .....	64
5.1. Análise da estrutura com pilares quadrados .....	64
5.2. Análise da estrutura com pilares retangulares .....	66
5.3. Validação do modelo mais adequado .....	68
6. Dimensionamento dos pilares.....	79
6.1. Resultados dos modelos avaliados no Software Eberick.....	79
6.2. Esforços considerados para o modelo no software Ftool.....	81
6.3. Dimensionando dos pilares usando planilhas eletrônicas .....	88
7. Considerações finais e conclusão .....	103
Referências bibliograficas .....	105
Apêndices.....	107
Apêndice A - Carregamento das vigas .....	107
Apêndice B - Resultados obtidos para o prédimensionamento da estrutura .....	109

Apêndice C - Exemplo de aplicação da planilha de obtenção das envoltórias dos pilares .....	110
Apêndice D - Envoltórias dos pilares não apresentadas no item 6.3 .....	111



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Momentos fletores de todas as ações na viga .....	17
Figura 2 - Envoltória de momentos fletores considerando todas as ações na viga ...	17
Figura 3 - Isopletas da velocidade básica, $V_0$ (m/s) .....	22
Figura 4 - Fator topográfico, $S_1$ (z) .....	23
Figura 5 - Coeficiente de arrasto para vento de alta turbulência .....	29
Figura 6 - Processo para determinação da área de influência dos pilares .....	36
Figura 7 - Envoltória mínima de 1ª ordem .....	39
Figura 8 - Pórticos com pilares normais e com pilar mais rígido .....	46
Figura 9 - Deslocamentos e esforços axiais dos pórticos .....	46
Figura 10 - Projeto arquitetônico da estrutura estudada .....	48
Figura 11 - Representação 3D simplificada da edificação .....	49
Figura 12 - Lançamento inicial da estrutura .....	50
Figura 13 - Cotas base para o pré-dimensionamento das vigas .....	51
Figura 14 - Área de influência dos pilares P1, P2, P5 e P6 .....	52
Figura 15 - Divisão das cargas de lajes nas vigas .....	55
Figura 16 - Distribuição das cargas de Escada e Elevador .....	56
Figura 17 - Referência para as Vigas .....	57
Figura 18 - Referência dos eixos .....	61
Figura 19 - Pórticos para consideração no modelo de pórticos planos .....	68
Figura 20 - Pórticos em X lançados no software Ftool .....	69
Figura 21 - Pórticos em Y lançados no software Ftool .....	69
Figura 22 - Pórtico X - A .....	70
Figura 23 - Pórtico X - B .....	71
Figura 24 - Pórtico X - C .....	72
Figura 25 - Pórtico Y - D .....	73
Figura 26 - Pórtico Y - E e Pórtico Y - F .....	74
Figura 27 - Pórtico Y - G .....	75
Figura 28 - Simbologia referência .....	82
Figura 29 - Env. P1 no pav. "Cobertura" sobre combinação de ações com V4 .....	90
Figura 30 - Env. P1 no pav. "Tipo 3" sobre combinação de ações com V4 .....	90
Figura 31 - Env. P1 no pav. "Tipo 2" sobre combinação de ações com V4 .....	91

Figura 32 - Env. P1 no pav. "Tipo 1" sobre combinação de ações com V4 .....	91
Figura 33 - Env. P1 no pav. "Térreo" sobre combinação de ações com V4 .....	92
Figura 34 - Env. P2 no pav. "Cobertura" sobre combinação de ações com V4 .....	93
Figura 35 - Env. P2 no pav. "Tipo 3" sobre combinação de ações com V2 .....	93
Figura 36 - Env. P2 no pav. "Tipo 2" sobre combinação de ações com V4 .....	94
Figura 37 - Env. P2 no pav. "Tipo 1" sobre combinação de ações com V4 .....	94
Figura 38 - Env. P2 no pav. "Térreo" sobre combinação de ações com V1 .....	95
Figura 39 - Env. P5 no pav. "Cobertura" sobre combinação de ações com V3/V4 ...	96
Figura 40 - Env. P5 no pav. "Tipo 3" sobre combinação de ações com V2 .....	96
Figura 41 - Env. P5 no pav. "Tipo 2" sobre combinação de ações com V3/V4 .....	97
Figura 42 - Env. P5 no pav. "Tipo 1" sobre combinação de ações com V2 .....	97
Figura 43 - Env. P5 no pav. "Térreo" sobre combinação de ações com V2 .....	98
Figura 44 - Env. P6 no pav. "Cobertura" sobre combinação de ações com V3/V4 ...	99
Figura 45 - Env. P6 no pav. "Tipo 3" sobre combinação de ações com V2 .....	99
Figura 46 - Env. P6 no pav. "Tipo 2" sobre combinação de ações com V2 .....	100
Figura 47 - Env. P6 no pav. "Tipo 1" sobre combinação de ações com V2 .....	100
Figura 48 - Env. P6 no pav. "Térreo" sobre combinação de ações com V2 .....	101
Figura 49 - Carregamento e reação nos apoios nas vigas V1 e V5 .....	107
Figura 50 - Carregamento e reação nos apoios nas vigas V2 e V4 .....	107
Figura 51 - Carregamento e reação nos apoios na viga V3 .....	108
Figura 52 - Carregamento e reação nos apoios nas vigas V6 e V9 .....	108
Figura 53 - Carregamento e reação nos apoios nas vigas V7 e V8 .....	108
Figura 54 - Envoltórias do P1 no pavimento "Cobertura" .....	111
Figura 55 - Envoltórias do P1 no pavimento "Tipo 3" .....	112
Figura 56 - Envoltórias do P1 no pavimento "Tipo 2" .....	113
Figura 57 - Envoltórias do P1 no pavimento "Tipo 1" .....	114
Figura 58 - Envoltórias do P1 no pavimento "Térreo" .....	115
Figura 59 - Envoltórias do P2 no pavimento "Cobertura" .....	116
Figura 60 - Envoltórias do P2 no pavimento "Tipo 3" .....	117
Figura 61 - Envoltórias do P2 no pavimento "Tipo 2" .....	118
Figura 62 - Envoltórias do P2 no pavimento "Tipo 1" .....	119
Figura 63 - Envoltórias do P2 no pavimento "Térreo" .....	120

Figura 64 - Envoltórias do P5 no pavimento “Cobertura” .....	121
Figura 65 - Envoltórias do P5 no pavimento “Tipo 3” .....	121
Figura 66 - Envoltórias do P5 no pavimento “Tipo 2” .....	122
Figura 67 - Envoltórias do P5 no pavimento “Tipo 1” .....	122
Figura 68 - Envoltórias do P5 no pavimento “Térreo” .....	123
Figura 69 - Envoltórias do P6 no pavimento “Cobertura” .....	123
Figura 70 - Envoltórias do P6 no pavimento “Tipo 3” .....	124
Figura 71 - Envoltórias do P6 no pavimento “Tipo 2” .....	124
Figura 72 - Envoltórias do P6 no pavimento “Tipo 1” .....	125
Figura 73 - Envoltórias do P6 no pavimento “Térreo” .....	125

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Combinações de serviço .....	20
Tabela 2 - Parâmetros meteorológicos. ....	26
Tabela 3 - Fator S2 .....	27
Tabela 4 - Fator S3 .....	28
Tabela 5 - Área de influência dos Pilares .....	53
Tabela 6 - Área pré-dimensionada dos Pilares .....	53
Tabela 7 - Dimensões de pilares quadrados .....	54
Tabela 8 - Dimensões de pilares retangulares .....	54
Tabela 9 - Carga das Lajes nas Vigas .....	56
Tabela 10 - Esforços de cálculo nas Vigas .....	58
Tabela 11 - Seção dos pilares .....	59
Tabela 12 - Peso próprio dos pilares .....	59
Tabela 13 - Velocidade característica do vento e ação do vento .....	60
Tabela 14 - Área frontal efetiva para consideração da força de arrasto .....	61
Tabela 15 - Coeficiente de arrasto .....	62
Tabela 16 - Força de arrasto do vento .....	62
Tabela 17 - Força de arrasto do vento, valor de cálculo .....	62
Tabela 18 - Seções dos pilares quadrados para nós fixos .....	65
Tabela 19 - Valores para o cálculo do Coeficiente Gama-Z, para pilares quadrados, no Eixo X .....	65
Tabela 20 - Valores para o cálculo do Coeficiente Gama-Z, para pilares quadrados, no Eixo Y .....	66
Tabela 21 - Gama Z para pilares quadrados para nós fixos .....	66
Tabela 22 - Seções dos pilares retangulares para nós fixos .....	66
Tabela 23 - Valores para o cálculo do Coeficiente Gama-Z, para pilares retangulares, no Eixo X .....	67
Tabela 24 - Valores para o cálculo do Coeficiente Gama-Z, para pilares retangulares, no Eixo Y .....	67
Tabela 25 - Gama Z para pilares retangulares para nós fixos .....	67
Tabela 26 - Momento de inércia dos pilares no Pórtico X .....	76

Tabela 27 - Momento de inércia dos pilares no Pórtico Y .....	76
Tabela 28 - Deslocamentos nos pórticos em X e em Y.....	77
Tabela 29 - Divisão do peso próprio dos pilares entre os pavimentos .....	77
Tabela 30 - Coeficiente Gama Z calculado em planilhas eletrônicas .....	78
Tabela 31 - Combinações utilizadas no software Eberick .....	79
Tabela 32 - Resultado de armadura para pilares quadrados .....	80
Tabela 33 - Resumo de materiais dos pilares quadrados .....	80
Tabela 34 - Resultado de armadura para pilares retangulares .....	80
Tabela 35 - Resumo de materiais dos pilares retangulares .....	81
Tabela 36 - Esforços solicitantes nos pilares com a combinação com V1 .....	83
Tabela 37 - Esforços solicitantes nos pilares com a combinação com V2 .....	84
Tabela 38 - Esforços solicitantes nos pilares com a combinação com V3 .....	85
Tabela 39 - Esforços solicitantes nos pilares com a combinação com V4 .....	87
Tabela 40 - Resultado de armadura para pilares retangulares .....	89
Tabela 41 - Gama Z para pilares quadrados pré-dimensionados .....	109
Tabela 42 - Gama Z para pilares retangulares pré-dimensionados .....	109

## **1. INTRODUÇÃO**

### **1.1. Considerações iniciais**

Desde o início da utilização do concreto armado a técnica tem evoluído muito, sempre permitindo estruturas mais altas, mais esbeltas, com peças menos volumosas e mais leves.

Tal evolução necessita um cálculo estrutural mais complexo, exigindo cada vez mais dos engenheiros, que devem satisfazer os requisitos normativos juntamente com as exigências do mercado por um preço competitivo.

Como compensação a um cálculo estrutural mais complexo, as ferramentas de software e os estudos na área evoluíram consideravelmente permitindo mais agilidade na análise e dimensionamento da estrutura. Quando bem utilizados, os programas para projeto estrutural permitem também resultados mais precisos, aumentando a qualidade dos projetos.

Uma desvantagem desses programas automatizados é que alguns engenheiros estão deixando de compreender a análise e o dimensionamento estrutural, muitas vezes utilizando os resultados do software sem o conhecimento necessário. Tal comportamento é incorreto e criticado pelos próprios desenvolvedores dos softwares, que deixam bem claro que tal ferramenta é apenas um auxílio ao engenheiro, e que o projeto final é de total responsabilidade do projetista.

### **1.2. Objetivos**

#### **1.2.1. Objetivo principal**

Estudar a influência do lançamento estrutural dos pilares na estabilidade global de um edifício de 4 andares, em seguida obter o dimensionamento dos Pilares dessa edificação.

#### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Comparar os resultados dos cálculos de estabilidade global obtidos com um modelo de pórtico espacial na ferramenta computacional

Eberick com os resultados obtidos de modelos de pórticos planos usando a ferramenta Ftool;

- Comparar os resultados dos cálculos de dimensionamento dos pilares obtidos na ferramenta computacional Eberick com os resultados obtidos com procedimentos manuais (com auxílio de planilhas eletrônicas);
- Analisar a estrutura para efeitos de esforços verticais e horizontais;
- Analisar o dimensionamento dos pilares da estrutura de acordo com os métodos da NBR6118: 2014.

### **1.3. Justificativa**

A pesquisa em questão foi escolhida pelo objetivo de se obter um melhor conhecimento na área de dimensionamento de pilares e de estabilidade global das estruturas.

Pretende-se entender questões de dependência entre o lançamento e dimensionamento de pilares e a estabilidade global, permitindo-se aplicar métodos de cálculos manuais, de modo a validar e compreender como o dimensionamento é feito no software Eberick.

Dessa forma, adquirindo-se tais conhecimentos, será possível uma melhor compreensão dos resultados obtidos em outros projetos realizados no software, permitindo assim que não haja a necessidade da confiança total nos dimensionamentos e detalhamentos gerados.

O próprio corpo técnico do programa informa que a total responsabilidade do projeto continua sendo do engenheiro, e este deve utilizar o software como uma ferramenta para agilizar o processo do dimensionamento da estrutura, não como uma ferramenta que realize o dimensionamento total da estrutura (sem necessidade do conhecimento técnico de realização de projetos).

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Combinações de ações

No item 11.8.1 da NBR6118: 2014 tem-se:

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; (...) (NBR 6118, 2014, p. 11).

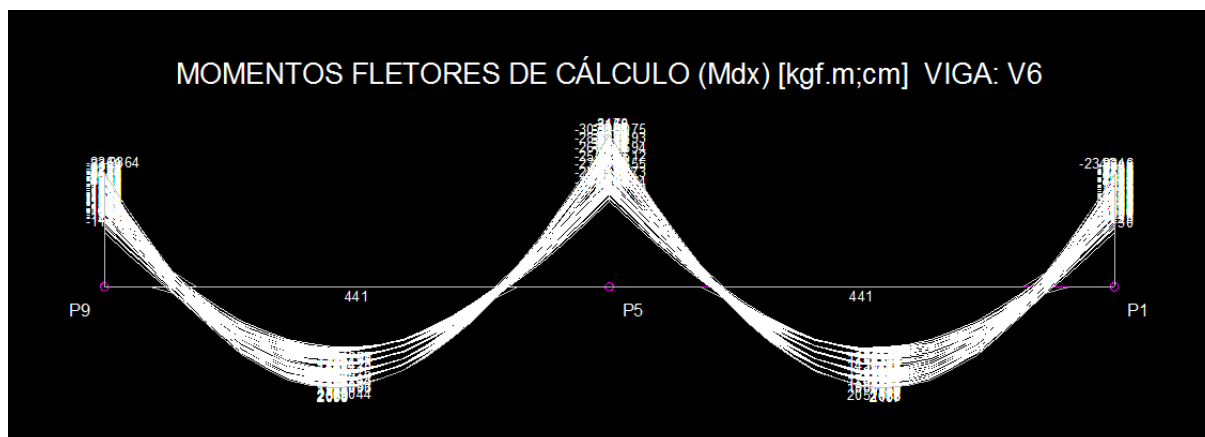
Dessa forma deve-se avaliar todas as situações de carregamento que possam vir a solicitar a estrutura com efeitos desfavoráveis. Existem dois tipos de combinações que devem ser avaliados. Combinações no Estado Limite Último e Combinações no Estado Limite de Serviço.

Para essas combinações existem diversas situações para se avaliar. O vento, por exemplo, deve ser considerado separadamente nas quatro fachadas da edificação.

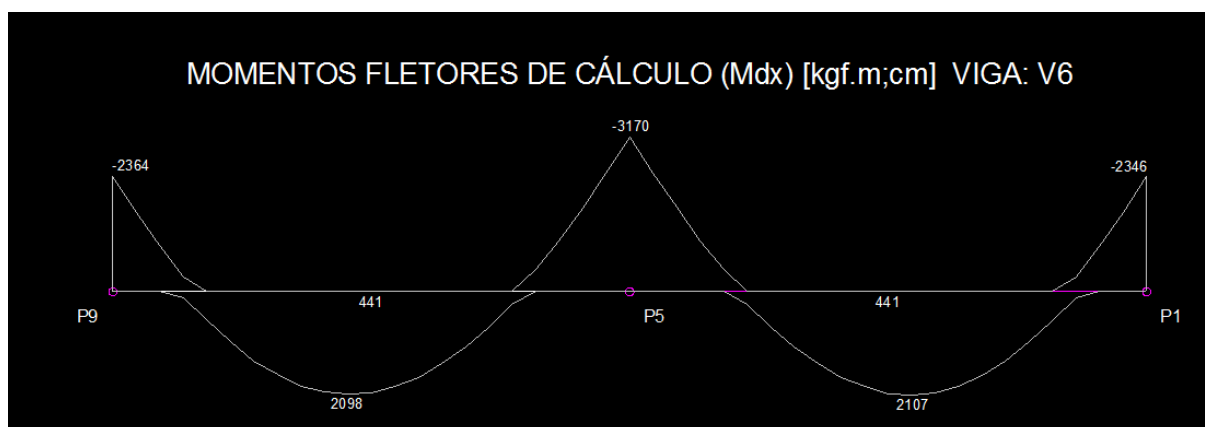
Para cada ação aplicada teremos um comportamento diferente da estrutura. A estrutura deverá então ter o seu dimensionamento de forma que resista a todas combinações de ações.

Aplicando-se todas as ações na edificação obtém-se a envoltória dos esforços, que representa as piores situações dos elementos da edificação. Na Figura 1 é apresentado um exemplo, onde todos os momentos fletores de cálculo estão aplicados em uma viga, e em seguida somente sua envoltória:



**Figura 1 - Momentos fletores de todas as ações na viga**

Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor

**Figura 2 - Envoltória de momentos fletores considerando todas as ações na viga**

Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor

### 2.1.1. Combinações usadas no ELU

Para as combinações últimas normais, que são as combinações usuais aplicadas em projeto, segundo a NBR6118: 2014 tem-se que:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\epsilon g} F_{\epsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\epsilon q} \psi_{0\epsilon} F_{\epsilon qk} \quad (1)$$

Onde:

- $F_d$  é o valor de cálculo das ações para combinação última;
- $F_{gk}$  representa as ações permanentes diretas;

- $F_{\varepsilon k}$  representa as ações indiretas permanentes como a retração  $F_{\varepsilon gk}$  e variáveis como a temperatura  $F_{\varepsilon qk}$ ;
- $F_{qk}$  representa as ações variáveis diretas das quais  $F_{q1k}$  é escolhida principal;
- $\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$  ver Tabela 11.1;
- $\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$  ver Tabela 11.2;

Para os estudos realizados neste trabalho as ações de retração e temperatura não serão consideradas devido a sua pequena influência. Logo pode-se desprezar os termos  $\gamma_{\varepsilon q}\psi_{0\varepsilon}F_{\varepsilon qk}$  e  $\gamma_{\varepsilon g}F_{\varepsilon gk}$  da equação. Dessa forma, tem-se a seguinte equação:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) \quad (2)$$

Nas Tabelas 11.1 e 11.2 da NBR6118: 2014 os únicos valores que nos interessam são  $\gamma_g, \gamma_q$  e  $\psi_{0j}$ . Assim sendo tem-se que  $\gamma_g$  é 1,4 para combinações de ações normais desfavoráveis (que é a combinação a ser considerada neste presente trabalho) e pode ser considerado 1,3 para cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio da estrutura.  $\gamma_q$  também tem o valor de 1,4 no caso de combinações de ações normais. Já para  $\psi_{0j}$  será considerado “locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas” referente a edifícios residenciais, obtendo-se o valor de 0,5.

Existe também situações onde as ações podem ser favoráveis a estrutura. Carvalho e Figueiredo (2010) trazem:

De maneira geral, deverão ser consideradas inclusive combinações em que o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de  $\gamma_g = 1,0$ . No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram  $\gamma_g$  reduzido (1,0) não precisam ser consideradas. (CARVALHO, FIGUEIREDO, 2010, p. 55).

Assim, quando a ação permanente é favorável ela não deve ter seus valores majorados, pois tendo valores maiores nessas ações exigiria menos da estrutura, sendo uma consideração contra a segurança. Contudo, como o trabalho se trata de uma estrutura usual e de caráter acadêmico, não serão consideradas combinações com tais ações.

### **2.1.2. Combinações usadas no ELS**

Segundo a NBR6118: 2014 em seu item 11.8.3, as combinações usadas no estado limite de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido nos itens abaixo:

a) quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;

b) frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;

c) raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

Para o cálculo das solicitações tem-se as seguintes combinações de serviço:

**Tabela 1 - Combinações de serviço**

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor característico $F_{q1k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qjk}$

Fonte: NBR 6118: 2014

Onde:

 $F_{d,ser}$  é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; $F_{q1k}$  é o valor característico das ações variáveis principais diretas; $\psi_1$  é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

$\psi_2$  é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

## 2.2. Vento

A ação do vento é um conjunto de forças que normalmente têm grande influência na estabilidade global das estruturas. Logo, é de suma importância que se considere as ações do vento na análise das estruturas.

A NBR 6118 afirma no item 11.4.1.2:

Os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas. (NBR 6118, 2014, p. 62).

Assim, deve-se adicionar as forças do vento como ações atuantes na edificação, considerando-as nas combinações de ações.

A ação do vento ( $q$ ) na edificação pode ser obtida pela seguinte equação:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (3)$$

Sendo  $q$  em N/m<sup>2</sup> e  $V_k$  em m/s.

Já  $V_k$  é a velocidade característica do vento referente a uma região na edificação que pode ser obtida por:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (4)$$

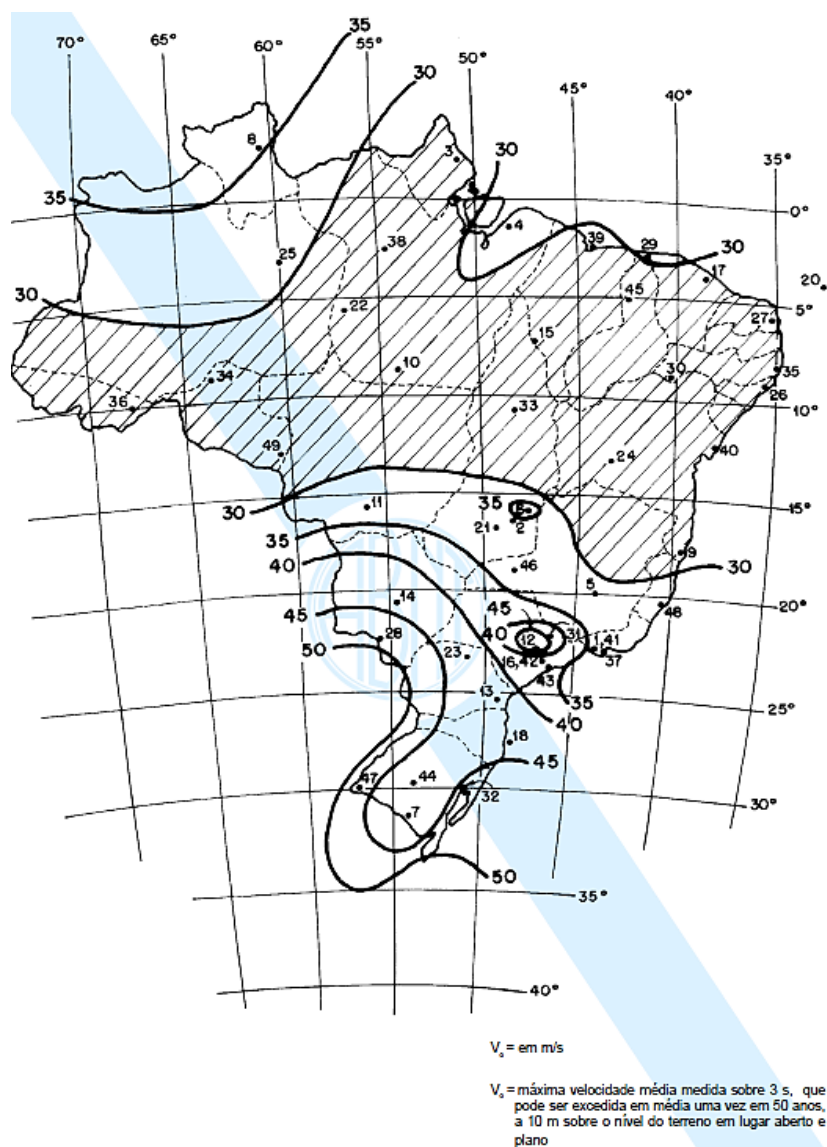
Onde:

- $V_0$  é a velocidade básica do vento;
- $S_1$  é o fator topográfico;
- $S_2$  é uma variável dependente da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno;
- $S_3$  é o fator estatístico.

### 2.2.1. Velocidade básica do vento, $V_0$

Segundo a NBR 6123: 1988 tem-se que “A velocidade básica do vento,  $V_0$ , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”.

$V_0$  pode ser obtida segundo o mapa das isopletras apresentado a seguir:

**Figura 3 - Isopletas da velocidade básica,  $V_0$  (m/s)**

Fonte: (NBR 6123, 1988, p. 6)

Para o presente trabalho consideremos uma estrutura na região de Florianópolis, considerando a velocidade básica do vento de 43 m/s (155 km/h).

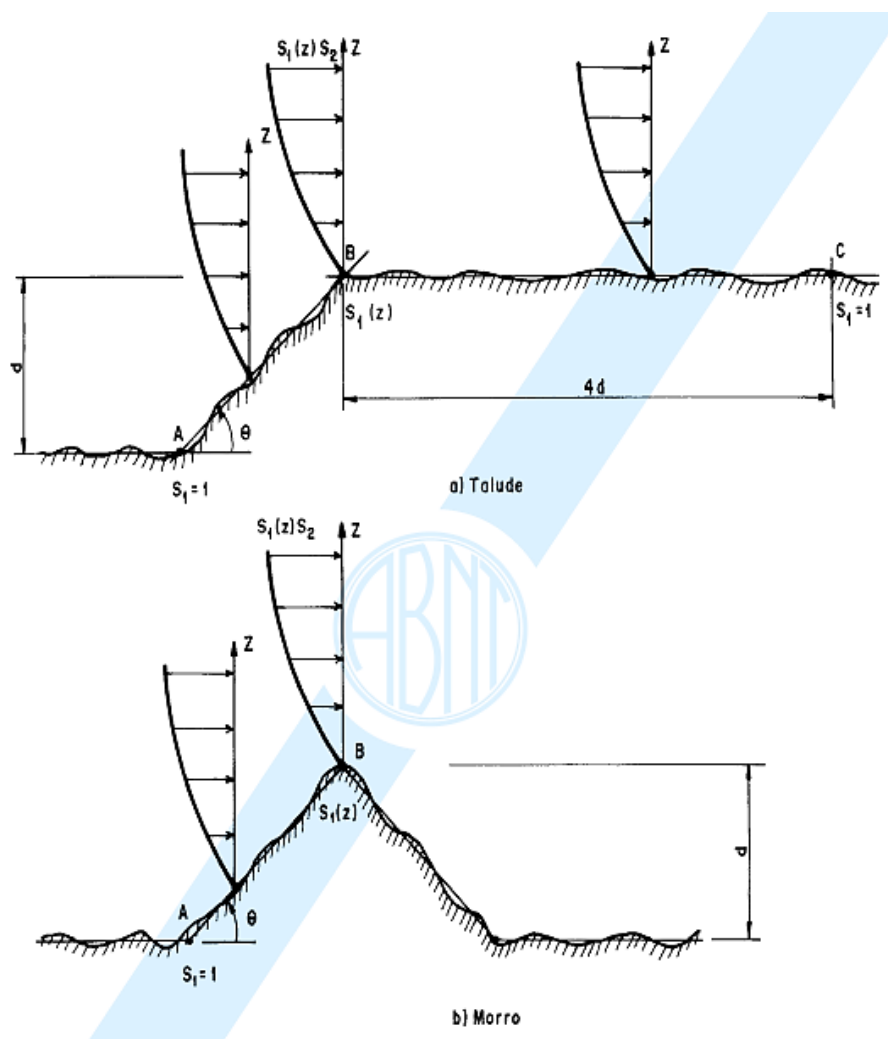
### 2.2.2. Fator topográfico, $S_1$

O fator  $S_1$  é referente à topografia do terreno e é definido segundo os seguintes parâmetros:

- Terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$ ;
- Taludes e morros:

Taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Figura abaixo:

**Figura 4 - Fator topográfico,  $S_1(z)$**



Fonte: (NBR 6123, 1988, p. 7)

No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes):  $S_1 = 1,0$ ;

No ponto B:  $S_1$  é uma função  $S_1(z)$ :

- $\theta \leq 3^\circ$ :  $S_1(z) = 1$ ;
- $6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$ :  $S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$ ;
- $\theta \geq 45^\circ$ :  $S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1$ .

Interpolar linearmente para  $3^\circ < \theta < 6^\circ$  e  $17^\circ < \theta < 45^\circ$

Onde:

$z$  = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

$d$  = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

$\theta$  = inclinação média do talude ou encosta do morro;

Nota: Entre A e B e entre B e C, o fator S1 é obtido por interpolação linear.

c) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção:  $S1 = 0,9$ .

Para o presente trabalho será considerado um terreno plano com fator topográfico igual a 1.

### **2.2.3. Fator S2**

De acordo com a NBR 6123 o fator S2 é uma variável dependente da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno. Seus valores podem variar de 0,67 a 1,35.

Como esse parâmetro depende da altura sobre o terreno, seus valores variam para cada pavimento.

#### **2.2.3.1. Rugosidade do terreno**

A NBR 6123 classifica a rugosidade em 5 categorias:

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

Para o presente trabalho será considerada a Categoria V.



### **2.2.3.2. Dimensões da edificação**

As dimensões da edificação são separadas em 3 classes. A NBR 6123 traz:

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

A edificação deste trabalho não apresenta grandes dimensões, logo será considerada a Classe A.

### **2.2.3.3. Altura sobre o terreno**

Devido a este terceiro fator o fator S2 varia com a altura da edificação, apresentando valores maiores em pavimentos mais elevados.

O fator S2 usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão:

$$S2 = b \cdot Fr (z/10)^p, \quad (5)$$

sendo:

b - parâmetro meteorológico;

Fr - fator de rajada e sempre correspondente à categoria II. A expressão acima é aplicável até a altura  $z_g$ , que define o contorno superior da camada atmosférica;

p - expoente da lei potencial da variação de S2.

Para o estudo dos elementos de vedação, é recomendado usar o fator S2 correspondente ao topo da edificação.

Os parâmetros que permitem determinar S2 para as cinco categorias desta norma são apresentados na tabela 3 da NBR 6123: 1988, esta sendo a Tabela 2 neste trabalho. Os valores de S2 para as diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações definidas nesta norma são dados na tabela 4 da NBR 6123: 1988, esta sendo a Tabela 3 neste trabalho.

**Tabela 2 - Parâmetros meteorológicos.**

Categoria	$z_g$ (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		$F_r$	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123: 1988

Tabela 3 - Fator S2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123: 1988

Uma informação importante trazida na norma é:

Para estudo dos elementos de vedação, é recomendado usar o fator S2 correspondente ao topo da edificação. Esta recomendação é baseada no fato de que na fachada de barlavento e nas fachadas laterais o vento é defletido para baixo, com consequente aumento da pressão dinâmica na parte inferior da edificação. Pela mesma razão, o fator S2 é considerado constante até 10 m de altura na categoria V. (NBR 6123: 1988, p. 9).

Como a edificação deste trabalho apresenta uma altura um pouco maior que 10 metros e está considerada na Categoria V será considerado o fator S2 constante em todos os pavimentos.

#### 2.2.4. Fator estatístico S3

Tal fator é determinado com base em conceitos estatísticos que dependem do grau de segurança requerido e da vida útil requerida para a edificação. Seus valores variam de 0,83 a 1,10. Segundo a Tabela 3 da NBR 6123: 1988 tem-se:

**Tabela 4 - Fator S3**

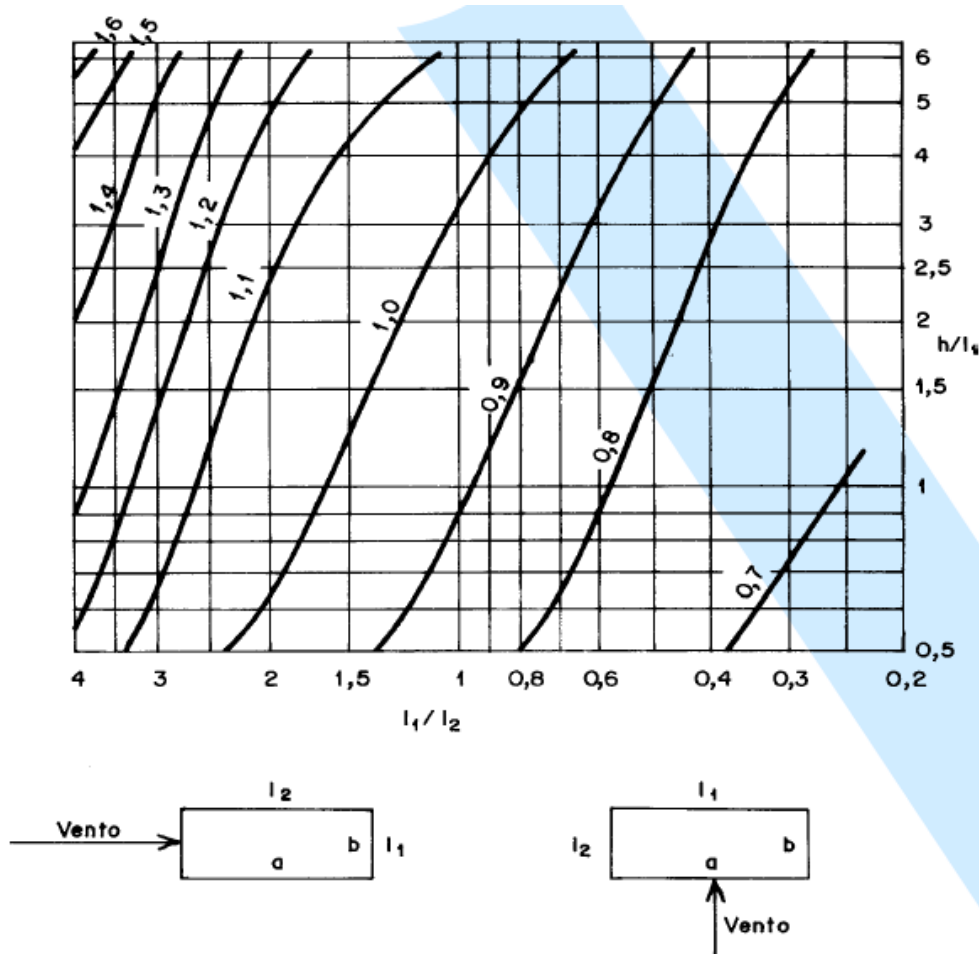
Grupo	Descrição	S3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Fonte: NBR 6123: 1988

Dessa forma, será utilizado o fator  $S3 = 1,00$  para edificações residenciais.

#### 2.2.5. Coeficiente de arrasto ( $C_a$ )

A NBR 6123 traz em seu item 6.3 que o coeficiente de arrasto deve ser considerado de acordo com gráfico na Figura 5 apresentada a seguir. Tal gráfico é usado em estruturas com geometria regular sem variação de seção (ou com pouca variação) e apresenta diferentes coeficientes dependendo de qual face da edificação está sendo avaliada. O coeficiente dado na Figura 5 é usado para vento de alta turbulência, que é o caso deste trabalho. Tal coeficiente depende dos fatores  $I_1$  (face perpendicular à direção do vento incidente),  $I_2$  (face paralela à direção do vento incidente) e  $h$  (altura total da edificação).

**Figura 5 - Coeficiente de arrasto para vento de alta turbulência**

Fonte: NBR 6123: 1988

**2.2.6. Força de arrasto do vento**

A força de arrasto do vento que é a força final na edificação causada pelo vento é tratada no item 4.2.3 da NBR 6123. Tal item aponta a seguinte equação para se obter a força de arrasto do vento na edificação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_a \quad (6)$$

Onde

$F_a$  = Força de arrasto;

$C_a$  = Coeficiente de arrasto;

$q$  = Ação do vento;

Aa = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra").

Para o presente trabalho será necessário definir as ações do vento para cada pavimento. Tratamos nos itens anteriores como obter o coeficiente de arrasto e a ação do vento para cada pavimento. Já para consideração da área frontal efetiva de cada pavimento, será utilizado a largura da edificação multiplicada pela soma da metade da altura do pavimento superior com metade da altura do pavimento inferior.

### **2.3. Estabilidade global para projetos de edifícios**

Em estruturas de concreto armado, uma verificação que se tornou importante com a evolução das estruturas (que estão mais esbeltas com peças menos rígidas) é o estado-limite último de instabilidade.

O item 15.3 da NBR6118: 2014 define "A análise estrutural com efeitos de 2ª ordem deve assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo".

Efeitos de 2ª ordem são esforços que se somam as solicitações obtidas em uma análise de primeira ordem, na qual se considera pequenos deslocamentos, e ocorrem devido às deformações da estrutura. Quando as estruturas não apresentarem linearidade física e geométrica (tais linearidades serão definidas nos itens a seguir) os efeitos de 2ª ordem devem ser obtidos por processos iterativos complexos que, em situações extremas, podem chegar até a não convergir (representando uma estrutura instável nesse caso).

Outra questão importante são os tipos de efeito de 2ª ordem, que podem ser locais, ou globais. A NBR6118: 2014 traz em seu item 15.4.1:

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas. (NBR 6118, 2014, p. 102).

De uma forma simplificada, pode-se dizer que os efeitos globais se aplicam ao estudo da estabilidade do conjunto de elementos, ou seja, da estrutura como um

todo, e os efeitos locais se aplicam ao estudo da estabilidade do elemento isolado, nas condições de carregamento que lhe são aplicadas.

Dentro da consideração da análise global na estrutura existem dois efeitos que devem ser avaliados. A não linearidade física e a não linearidade geométrica.

### **2.3.1. Não linearidade física**

Segundo Pinto (1997), os efeitos da fissuração, da fluência, o escoamento das armaduras, bem como outros fatores de menor importância, causam um comportamento não linear entre os carregamentos e as deformações na estrutura, denominado não linearidade física. De acordo com Koerich (2011) esse comportamento tem origem principalmente em dois fatores:

- As propriedades dos materiais envolvidos (aço + concreto) têm uma resposta não linear;
- As peças de concreto armado estão tipicamente fissuradas quando estão em serviço.

Analisando a reologia do material concreto verificamos que esta também influencia a não linearidade física por apresentar as seguintes características:

- As tensões não são sempre proporcionais ao longo da seção transversal de uma peça;
- A deformação não é proporcional ao longo de toda a história do carregamento. (KOERICH, 2011).

Adicional a esses fatores, o conjunto aço mais concreto pode apresentar essa perda de linearidade entre os valores de carregamento e deformação por diversas outras causas, entre elas está o escoamento das armaduras, a fissuração e a deformação plástica dos elementos, entre outras.

Avaliando as questões apontadas, verifica-se que existem diversos fatores que fazem com que as estruturas apresentem o comportamento de não linearidade física, logo tal comportamento sempre deve ser considerado em qualquer estrutura.

Segundo a NBR 6118: 2014 em seu item 15.7.3, para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

— lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3 Ecl$

— vigas:  $(EI)_{\text{sec}} = 0,4 E_{\text{cl}} I_c$  para  $A_{s'} \neq A_s$  e

$(EI)_{\text{sec}} = 0,5 E_{\text{cl}} I_c$  para  $A_{s'} = A_s$

— pilares:  $(EI)_{\text{sec}} = 0,8 E_{\text{cl}} I_c$

Onde

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

$E_c$  é o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme 15.5.1.

Os valores de rigidez adotados nesta subseção são aproximados e não podem ser usados para avaliar esforços locais de 2ª ordem, mesmo com uma discretização maior da modelagem.

A NBR6118: 2003 trazia que quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e  $\gamma_z$  for menor que 1,3, permitia-se calcular a rigidez das vigas e pilares por:

—  $(EI)_{\text{sec}} = 0,7 E_{\text{cl}} I_c$

Porém, tal termo foi removido na versão de 2014 e não será considerado.

### 2.3.2. Não linearidade geométrica

Segundo os testes aplicados no trabalho de Koerich (2011) a não linearidade geométrica pode causar um aumento desproporcional dos deslocamentos horizontais da estrutura devido aos efeitos de segunda ordem. Pinto (1997) diz que a análise onde se considera o equilíbrio da estrutura em sua posição deslocada é o que se denomina análise com não linearidade geométrica.

Dessa forma, sempre que houver esforços horizontais e verticais em uma estrutura deve-se avaliar se é pertinente a consideração dos efeitos de segunda ordem. Considerando que qualquer estrutura comum está sujeita aos esforços das forças do vento, por exemplo, os efeitos de segunda ordem sempre devem ser avaliados.

De acordo com Pinto (1997):

No projeto de edifícios altos deve-se estar atento ao problema da NLG quando a estrutura é solicitada simultaneamente pelo carregamento vertical e pelas ações horizontais. Isso porque, o carregamento vertical agindo na estrutura deslocada pode ocasionar o aparecimento de



---

acréscimos de esforços capazes de conduzi-la ao colapso. (PINTO, 1997, p. 13).

Dessa citação pode-se concluir que a estrutura têm etapas de análise. Primeiramente a edificação é analisada com as cargas iniciais sobre a estrutura indeslocada. Em seguida, é obtido o deslocamento inicial, e a partir desse a estrutura deve ser avaliada novamente, já que a mesma foi modificada e não terá o mesmo comportamento que tinha anteriormente (apesar de similar). Obtém-se então um novo deslocamento e o procedimento se repete, de forma iterativa, até que o resultado convirja

A NBR6118: 2014 também informa parâmetros que permitem avaliar se os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados. Tais parâmetros classificam as estruturas como de nós móveis ou de nós fixos, sendo que em estruturas de nós fixos os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados.

Os principais parâmetros utilizados para determinar se a estrutura é de nós móveis ou fixos são o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ . Neste trabalho será utilizado somente o coeficiente  $\gamma_z$ , que será tratado em seguida.

### 2.3.2.1. Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  avalia a suscetibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Ele é obtido pela equação 7 onde aparece a relação entre os momentos das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento horizontal e do momento das forças horizontais multiplicadas pela sua distância a base da estrutura (momento de tombamento). A NBR 6118: 2014 informa que esse coeficiente é aplicável para estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares. Seu valor é obtido a partir da seguinte fórmula:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (7)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$  é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos

deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição  $\gamma_z < 1,1$ .

## **2.4. Pré-dimensionamento de estruturas**

De modo a se efetuar o dimensionamento das peças de uma estrutura é necessário definir a posição dos elementos estruturais, chamado de lançamento, com uma definição inicial de suas dimensões. Tal lançamento inicial permitirá fazer os cálculos de estabilidade global e dimensionamento das armaduras dessas peças.

Porém, caso a seção dessas peças seja um valor muito distante do valor ótimo para os esforços em questão, os cálculos seguintes obterão resultados insatisfatórios. Gustavo Menegusso Pires (2011) apresenta em seu trabalho: “O pré-dimensionamento dos pilares é fator importante na realização de projetos estruturais, onde o dimensionamento correto da seção transversal dos pilares vai depender de fatores que devem ser previstos no pré-dimensionamento”. Um exemplo que comprova tal afirmação é que um elemento de uma estrutura de concreto armado é bastante influenciado pelo seu peso próprio, valor que varia consideravelmente com a mudança da seção da peça.

Tal pré-dimensionamento é importante não somente para o dimensionamento das peças como também para a análise global dos esforços. Mesmo com resultados precisos do cálculo do pré-dimensionamento são inúmeras as possibilidades de disposição dos pilares e das vigas. Nesse trabalho serão analisadas diferentes disposições e seções dos pilares, em relação à estabilidade global e ao dimensionamento, devido a essas incertezas.

### **2.4.1. Pré-dimensionamento de vigas**

O pré-dimensionamento de vigas e pilares deve ser tratado de forma diferente devido aos esforços que normalmente atuam nessas peças causarem reações diferentes nas peças em questão. “As vigas, na construção de edificações, resistem, na sua grande maioria, a cargas uniformemente distribuídas devido ao peso próprio da viga, a reações das lajes e ao peso próprio das paredes”. (MARGARIDO, 2001). O que se difere dos pilares que apresentam cargas pontuais

em seu topo, cargas uniformemente distribuídas paralelas ao comprimento da peça (nas vigas a carga uniformemente distribuída é perpendicular a peça) e cargas perpendiculares uniformemente distribuídas referentes às forças de vento.

Margarido (2001) também afirma: “A altura de uma viga, sob as condições colocadas, varia de 1/10 a 1/20 da distância entre os pontos de momento nulo”. Dessa forma, pode-se assumir uma altura para a viga de aproximadamente 1/10 do seu vão livre, ficando assim a favor da segurança.

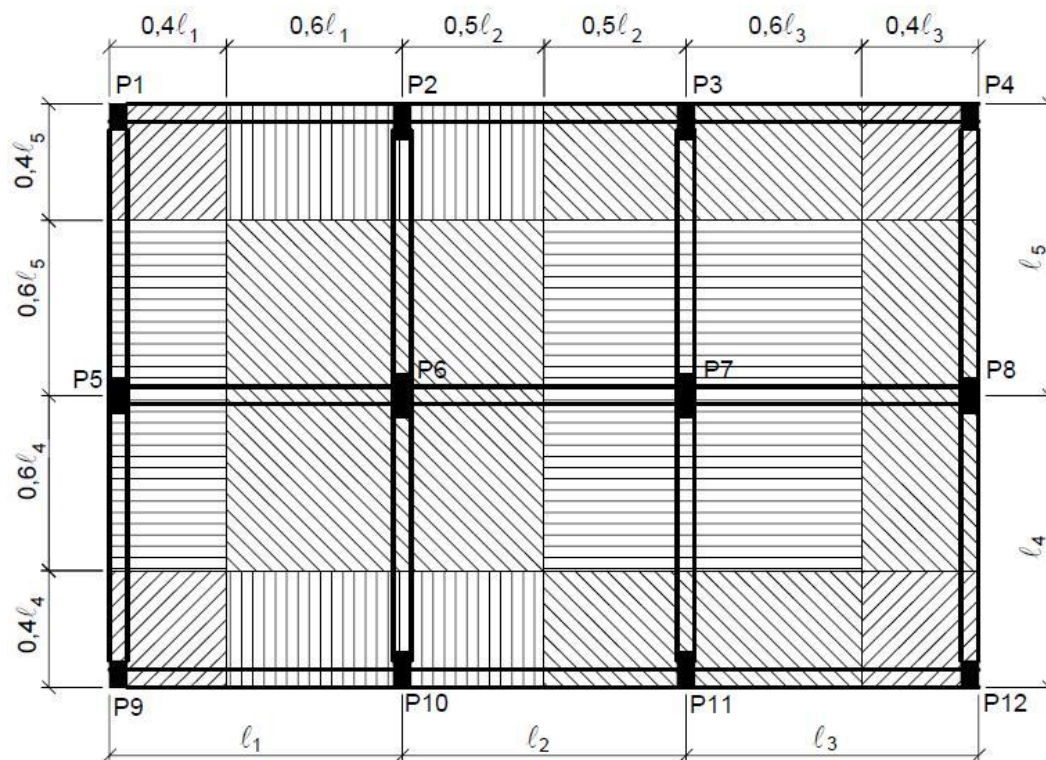
Já referente à largura, Margarido (2001) afirma: “A largura da viga é de um ou de meio tijolo, conforme suporte parede de um ou de meio tijolo”, contudo a NBR6118: 2014 trás em seu item 13.2.2 que a largura mínima para vigas é de 12 cm logo será utilizado esse valor como valor mínimo.

#### **2.4.2. Pré-dimensionamento de pilares**

O pré-dimensionamento de pilares é consideravelmente mais complexo que o de vigas. Tal dimensionamento pode ser baseado na estimativa da carga vertical no pilar pela sua área de influência. De acordo com Pires (2011) temos:

Durante o desenvolvimento e desenho da planta de fôrma é necessário definir as dimensões dos pilares, antes mesmo que se conheçam os esforços solicitantes atuantes. Alguns processos podem ser utilizados para a fixação das dimensões dos pilares, entre eles está à experiência do engenheiro projetista. Outro processo bastante simples, que auxilia a fixação das dimensões do pilar, é a estimativa da carga vertical no pilar pela sua área de influência, onde, a carga que estiver na laje dentro da área de influência do pilar caminhará até o pilar que recebe as cargas da determinada área. (PIRES, 2011, p. 50).

Neste mesmo trabalho Pires (2011) apresenta uma figura representando como a área de influência deve ser considerada:

**Figura 6 - Processo para determinação da área de influência dos pilares**

Fonte: (PIRES, 2011, p. 51)

Obtendo-se a área de influência pode-se aplicá-la na fórmula adaptada de Margarido (2001) para se obter a área pré-dimensionada da seção do pilar:

$$S_c = \frac{n \times A \times F_a}{1000} \quad (8)$$

Onde:

$S_c$  = área do pilar de concreto em  $cm^2$ ;

$n$  = número de andares que se repetem;

$A$  = área de influência do pilar, em  $m^2$ ;

$F_a$  = Carga estimada por área (em  $N/m^2$ ), normalmente usa-se  $8 \text{ kN/m}^2$  para escritórios com poucas paredes ou  $10 \text{ kN/m}^2$  para edifícios residenciais (mais paredes).

Tal fórmula tem um denominador de 1000 pois está considerando uma tensão média no pilar de  $10 \text{ Mpa}$  ( $1000 \text{ N/cm}^2$ ). Dessa forma obtém-se a área em  $cm^2$ .

## 2.5. Dimensionamento de Pilares

Segundo Bastos (2005) “o dimensionamento dos pilares é feito em função dos esforços externos solicitantes de cálculo, que compreendem os esforços normais ( $N_d$ ), os momentos fletores ( $M_{dx}$  e  $M_{dy}$ ) e os esforços cortantes ( $V_{dx}$  e  $V_{dy}$ ) no caso de ação horizontal”. Logo, de forma a se dimensionar os pilares primeiramente deve-se fazer uma análise da estrutura para cada combinação de modo a se obter os valores dos esforços aplicados nesses pilares, não visando obter somente a carga normal, mas os momentos atuantes e os esforços cortantes também. Tendo esses valores para cada ação, deve-se escolher uma armadura que resista a todas combinações de ações.

A NBR 6118: 2014 apresenta em seu item 17.2.2 hipóteses básicas para o dimensionamento de elementos lineares (nesse caso, pilares):

- a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) a deformação das barras passivas aderentes ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser a mesma do concreto em seu entorno, ou seja, existe a solidariedade entre os materiais concreto e aço, ambos deformando simultaneamente;
- c) para armaduras ativas não aderentes, na falta de valores experimentais e de análises não lineares adequadas, os valores do acréscimo das tensões para estruturas usuais de edifícios estão apresentados a seguir, devendo ainda ser divididos pelos devidos coeficientes de ponderação:

— para elementos com relação vão/altura útil igual ou menor que 35:

$\Delta\sigma_p = 70 + f_{ck}/100\rho_p$ , em megapascal, não podendo ultrapassar 420 MPa

— para elementos com relação vão/altura útil maior que 35:

$\Delta\sigma_p = 70 + f_{ck}/300\rho_p$ , em megapascal, não podendo ultrapassar 210 MPa

Onde:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c d_p} \quad (9)$$

Onde

$\Delta\sigma_p$  e  $f_{ck}$  são dados em megapascal (MPa);

$\rho_p$  é a taxa geométrica da armadura ativa;

$b_c$  é a largura da mesa de compressão;

$d_p$  é a altura útil referida à armadura ativa;

d) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;

e) a distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.1, com tensão de pico igual a  $0,85 f_{cd}$ , com  $f_{cd}$  definido em 12.3.3. Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de profundidade  $y = \lambda x$ , onde o valor do parâmetro  $\lambda$  pode ser tomado igual a:

$\lambda = 0,8$ , para  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ ; ou

$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ , para  $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ .

E onde a tensão constante atuante até a profundidade  $y$  pode ser tomada igual a:

$\alpha_c f_{cd}$ , no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;

$0,9 \alpha_c f_{cd}$ , no caso contrário.

Sendo  $\alpha_c$  definido como:

Para concretos de classes até C50,  $\alpha_c = 0,85$ .

Para concretos de classes de C50 até C90,  $\alpha_c = 0,85[1,0 - (f_{ck} - 50)/200]$ .

As diferenças de resultados obtidos com esses dois diagramas são pequenas e aceitáveis, sem necessidade de coeficiente de correção adicional.

f) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo definidos em 8.3.6 e 8.4.5.

g) o estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 17.1 da NBR6118: 2014, que apresenta os domínios de estado-limite último de uma seção transversal.

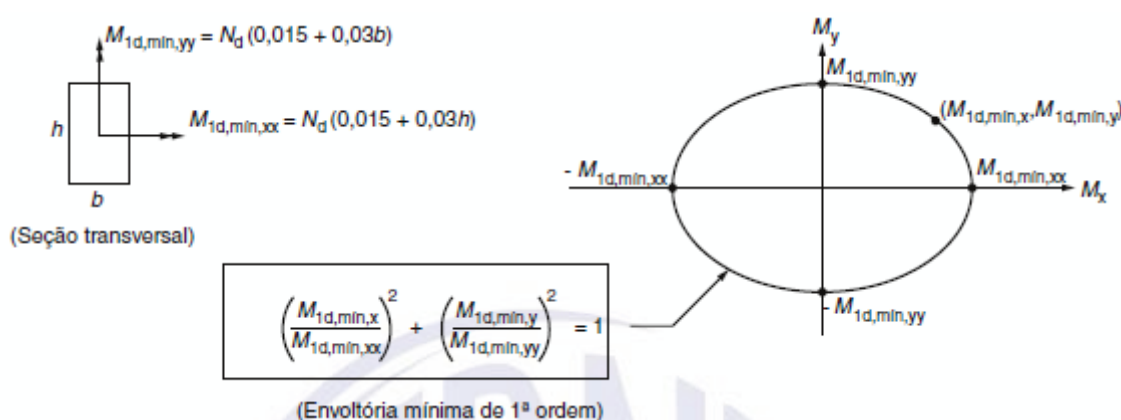
Satisfazendo essas hipóteses básicas, pode-se dimensionar os pilares utilizando o método que se preferir. Neste presente trabalho, os pilares são dimensionados no software Eberick, e alternativamente em ábacos, com o auxílio de planilhas eletrônicas.

## 2.5.1. Verificação dos momentos mínimos

### 2.5.1.1. Momentos mínimos de 1ª ordem

Os comentários da NB-1 (2006) trazem que em pilares onde a geometria e as forças normais são constantes a verificação do momento mínimo de 1ª ordem pode ser previamente realizada, pois independe dos momentos fletores a que o pilar estará submetido. São duas análises à flexão composta normal.

**Figura 7 - Envoltória mínima de 1ª ordem**



Fonte: NBR 6118: 2014

Conforme a Figura 7 apresentada acima o momento mínimo é obtido através da equação  $M_{1d,min} = N_d (0,015 + 0,03h)$  onde  $h$  é a altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros (m).

Tendo os momentos mínimos nas duas direções do pilar, pode-se escolher valores para  $M_{1d,min,x}$  (menores que  $M_{1d,min,xx}$ ) e aplica-los na equação da envoltória apresentada na Figura 7 de modo a se obter a envoltória mínima de 1ª ordem.

Com a envoltória definida, pode-se plotar os momentos efetivos no mesmo gráfico, de modo a se verificar se os momentos efetivos são maiores que os momentos mínimos. Caso não sejam, deve-se desprezar os valores dos momentos efetivos e considerar os momentos mínimos de 1ª ordem como os momentos efetivos.

### 2.5.1.2. Momentos mínimos de 2ª ordem

Conforme comentado no item 2.3 deste trabalho, existem efeitos locais de segunda ordem que podem ocorrer em peças isoladas. Para os pilares, tais efeitos podem ser desconsiderados quando o índice de esbeltez for menor que o valor-limite  $\lambda_1$  estabelecido no item 15.8.2 da NBR 6118: 2014, que será apresentado abaixo.

O índice de esbeltez deve ser calculado pela expressão:

$$\lambda = l_e / i \quad (10)$$

Onde o comprimento equivalente  $l_e$  do elemento comprimido (pilar), suposto vinculado em ambas as extremidades, deve ser o menor dos seguintes valores:

$$l_e = l_0 + h \quad (11)$$

$$l_e = l \quad (12)$$

Onde

$l_0$  é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

$h$  é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

$l$  é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

Já o valor-limite  $\lambda_1$  é obtido a partir da seguinte equação:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5(e_1/h)}{\alpha_b} \quad (13)$$

Onde

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

E onde o valor de  $\alpha_b$  deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

a) para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad (14)$$

Sendo

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$$

Onde  $M_A$  e  $M_B$  são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obtidos na análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser



adotado para MA o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para MB o sinal positivo, se tracionar a mesma face que MA, e negativo, em caso contrário.

b) para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0$$

c) para pilares em balanço;

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (15)$$

Sendo

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$$

Onde MA é o momento de 1ª ordem no engaste e MC é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

d) para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo estabelecido em 11.3.3.4.3:

$$\alpha_b = 1,0$$

Caso os efeitos de segunda ordem não possam ser desprezados eles podem ser determinados pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada ou pelo método do pilar-padrão com rigidez  $\kappa$  aproximada. Abaixo descrevemos o segundo, que é o método utilizado neste trabalho.

Tal método é definido no item 15.8.3.3.3 da NBR6118: 2014. Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com  $\lambda \leq 90$ , com seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. Para o caso de dimensionamento, que é o interesse desse trabalho, o momento de segunda ordem pode ser obtido pela formulação abaixo:

$$M_{Sd,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (16)$$

Tendo:

$$A = 5h$$

$$B = h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A}$$

$$C = -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A}$$

Com os cálculos indicados acima obtém-se os efeitos de segunda ordem, e através do mesmo método aplicado para se obter a envoltória de primeira ordem obtém-se a envoltória de segunda ordem.

### 2.5.2. Determinação da armadura através de ábacos

Tendo os esforços nos pilares definidos e os efeitos de 1ª e 2ª ordem determinados, pode-se passar para a determinação da armadura através dos ábacos.

Para o presente trabalho serão utilizados os ábacos para o dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta normal, desenvolvidos por Ribeiro (2011).

Primeiramente deve-se obter os valores de  $v_d$ ,  $\mu_{dx}$  e  $\mu_{dy}$  através das fórmulas:

$$v_d = \frac{N_d}{f_{cd} \cdot b \cdot h} \quad (17)$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} \quad (18)$$

Aplicando os resultados nos ábacos obtém-se um valor para  $\omega$  para ser aplicado na equação

$$A_s = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} \quad (19)$$

Apesar de os ábacos terem sido desenvolvidos para flexão composta normal, os mesmos podem ser utilizados para o dimensionamento de pilares submetidos à flexão composta oblíqua, que é o caso do presente trabalho. Através do método indicado abaixo, é possível obter a envoltória resistente do pilar, e aplicá-la no gráfico juntamente com os momentos efetivos e as envoltórias de momentos mínimos de 1ª e 2ª ordem. Deve-se garantir que a envoltória resistente tenha valores maiores que os outros valores em todos os pontos do gráfico. O procedimento de obtenção da envoltória resistente é descrito no item 17.2.5 da NBR 6118: 2014.

Nas situações de flexão oblíqua, simples ou composta, pode ser adotada a aproximação dada pela expressão de interação:

$$\left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}}\right)^{\alpha} = 1 \quad (20)$$

Onde

$M_{Rd,x}$  e  $M_{Rd,y}$  são as componentes do momento resistente de cálculo em flexão oblíqua composta, segundo os dois eixos principais de inércia x e y, da seção bruta, com um esforço normal resistente de cálculo NRd igual à normal solicitante NSd. Esses são os valores que se deseja obter;

$M_{Rd,xx}$  e  $M_{Rd,yy}$  são os momentos resistentes de cálculo segundo cada um dos referidos eixos em flexão composta normal, com o mesmo valor de NRd. Esses valores são calculados a partir do arranjo e da quantidade de armadura em estudo;

$\alpha$  é um expoente cujo valor depende de vários fatores, entre eles o valor da força normal, a forma da seção, o arranjo da armadura e de suas porcentagens. Em geral pode ser adotado  $\alpha = 1$ , a favor da segurança. No caso de seções retangulares, pode-se adotar  $\alpha = 1,2$ .

### 3. METODOLOGIA DE TRABALHO

Inicialmente nesse trabalho é apresentada uma revisão bibliográfica, tratando dos conceitos necessários para a análise de estabilidade global da estrutura em questão e dos conhecimentos utilizados para o dimensionamento dos pilares dessa estrutura.

Para o cálculo da estabilidade global da estrutura, se utilizará o software Eberick, da empresa AltoQi. Para validar os cálculos feitos em tal software será analisada a estrutura com modelos de pórticos planos, utilizando a ferramenta de software Ftool.

Para o dimensionamento dos pilares da estrutura também se utilizará o software Eberick, e será feito a validação dos cálculos a mão, utilizando planilhas eletrônicas e ábacos.

Os critérios de cálculo serão todos baseados na NBR6118: 2014, e todas as fórmulas utilizadas, ainda que tenham sido obtidas de outras fontes, estarão de acordo com tal norma.

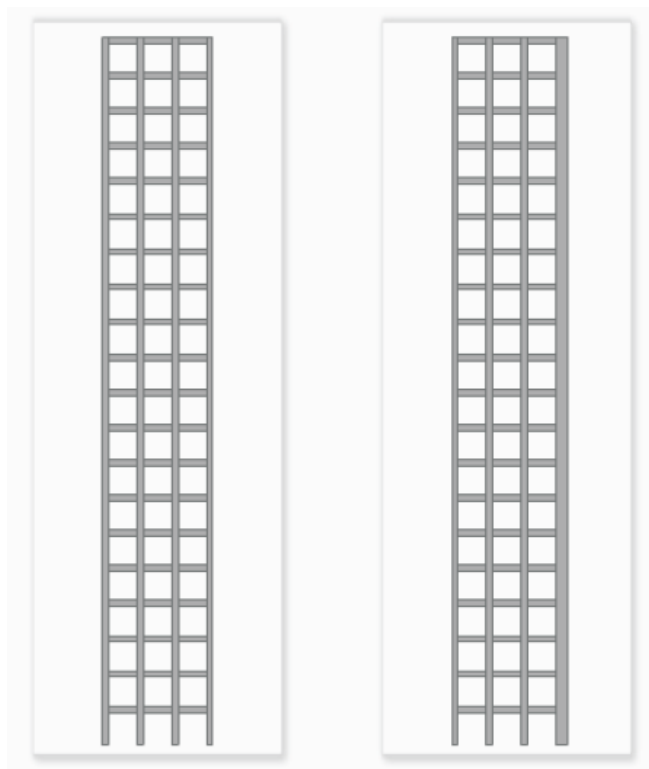
A estrutura será dimensionada de forma que os efeitos de segunda ordem possam ser desprezados, e terá seus pilares dimensionados objetivando o menor custo (seja de execução ou de volume de material), obtendo-se assim uma estrutura bem dimensionada com um preço competitivo para o mercado.

Serão avaliadas questões de dependência da estabilidade global referente ao posicionamento e dimensões dos pilares, estudando-se diferentes seções e como elas influenciam na estabilidade da edificação. Por exemplo, como usaremos um sistema de contraventamento de pórticos em pilares e vigas, o posicionamento e a dimensão de tais pilares influenciam de maneira direta na estabilidade da estrutura. Koerich (2011) traz algumas recomendações sobre a orientação dos pilares para a melhor eficiência na estabilidade global:

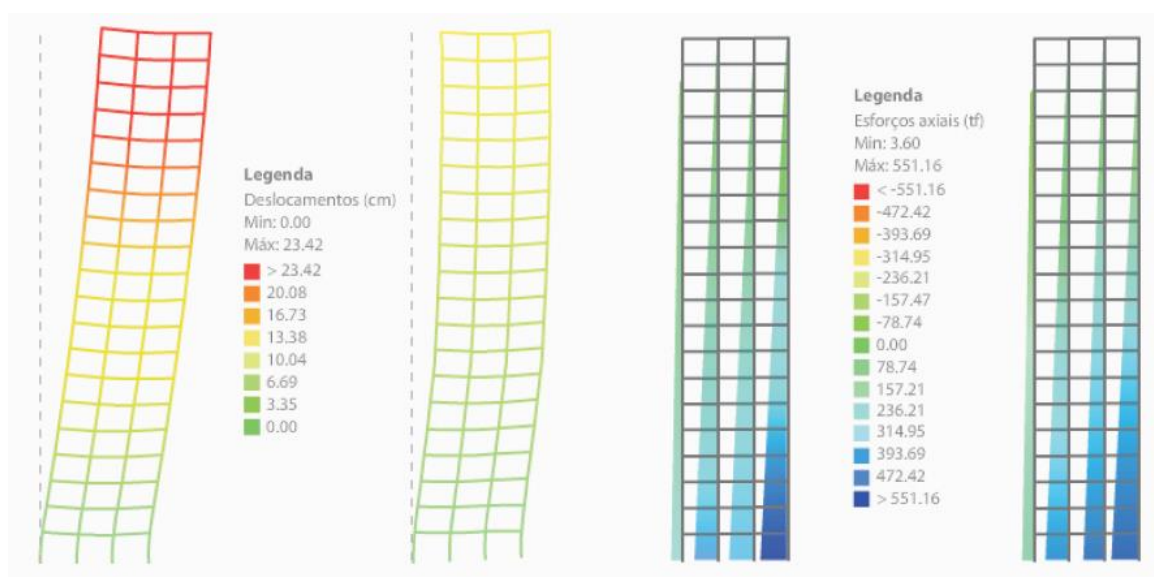
Identifique desde o princípio os pilares em cujo alinhamento você poderá uni-los com vigas para a formação de pórticos e procure orientar o ângulo dos pilares de modo que estejam alinhados com as vigas. Evite dispor os pilares orientados numa única direção, pois provavelmente, você terá problemas de rigidez na outra direção. Na medida do possível, mantenha os pilares orientados nas duas direções e com a maior simetria possível, para evitar torções na estrutura. Evite pilares muito próximos uns dos outros, pois provavelmente sobre um deles poderá haver cargas axiais de tração ao invés de compressão.

Além disso, se estiverem muito próximos, os pilares poderão ter problemas de superposição nas fundações, o que implicará em soluções ainda mais complicadas. (KOERICH, 2011, p. 163).

Nesse material também é citado que o aumento da seção dos pilares também aumentará a rigidez do pórtico de contraventamento, aumentando a estabilidade da estrutura. Abaixo apresentamos imagens de um comparativo entre dois pórticos planos, onde um deles apresenta um pilar mais rígido:

**Figura 8 - Pórticos com pilares normais e com pilar mais rígido**

Fonte: (KOERICH, 2011, p. 50)

**Figura 9 - Deslocamentos e esforços axiais dos pórticos**

Fonte: (KOERICH, 2011, p. 51)

Como se pode notar, os esforços axiais são similares, porém o deslocamento horizontal no pórtico sem o pilar mais rígido chega a ser quase o dobro do pórtico com o pilar mais rígido.

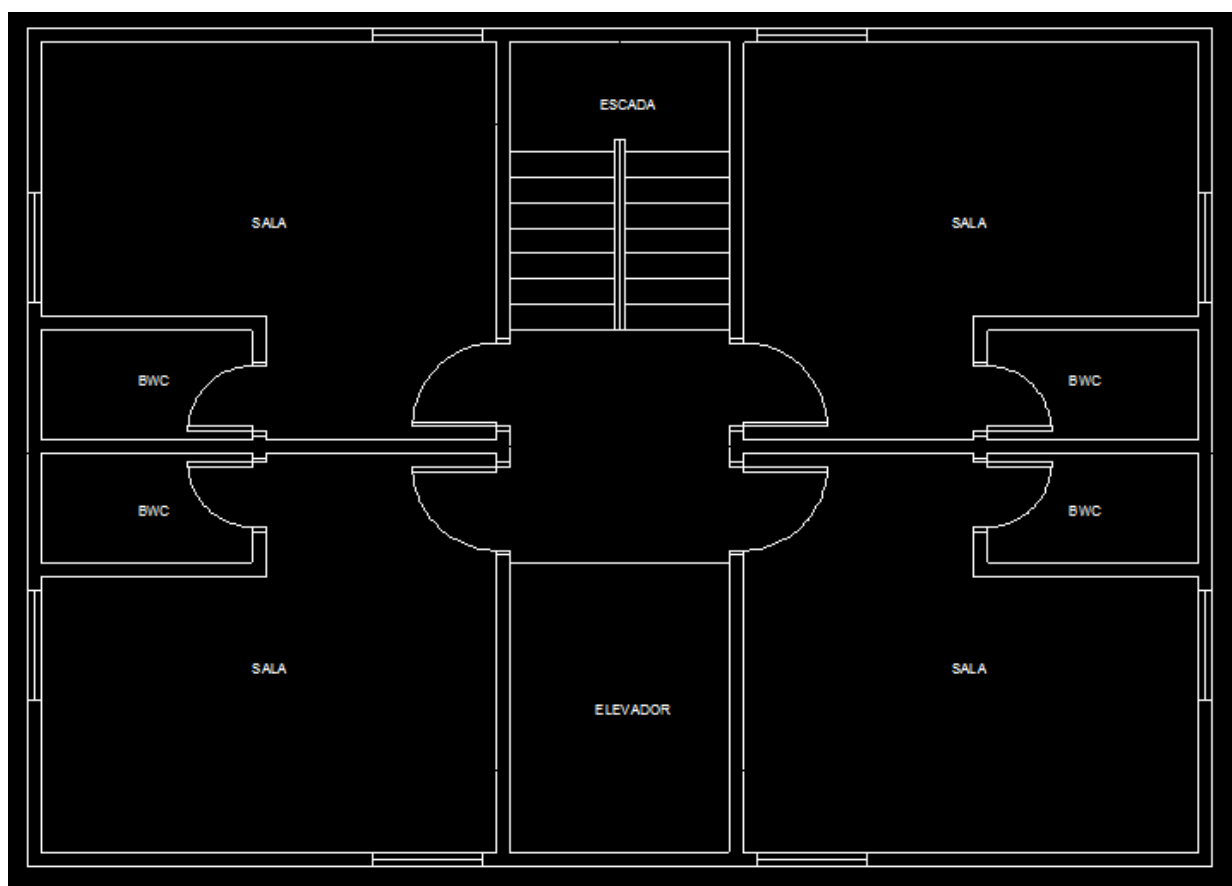
Logo, na primeira estrutura, os efeitos de segunda ordem serão muito mais significativos do que na segunda. Conforme apresentado no item 2.3.2, deve-se avaliar o equilíbrio da estrutura em sua posição deslocada, e quanto maior for esse deslocamento, maior serão os efeitos de segunda ordem.

Dessa forma, tais conhecimentos, juntamente com diversos outros, serão aplicados na estrutura de forma a otimizar os materiais da edificação, obtendo-se um projeto com características competitivas de mercado.

#### 4. DADOS DA ESTRUTURA ESTUDADA

A edificação que foi utilizada para os estudos pertence a um edifício residencial hipotético com quatro salas, quatro banheiros, escadas e elevador conforme a arquitetura do pavimento tipo representado na Figura 10. A mesma apresenta cinco pavimentos incluindo a cobertura conforme mostra a representação 3D na Figura 11. De forma a simplificar os estudos, todos os pavimentos foram considerados iguais. O concreto utilizado é da classe C-25.

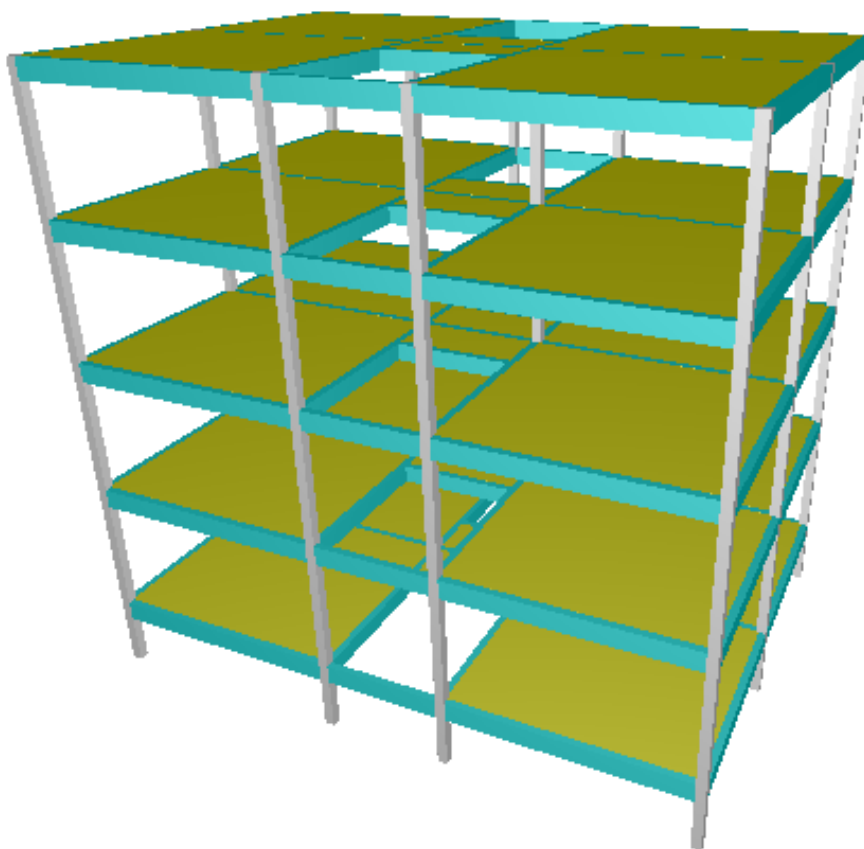
**Figura 10 - Projeto arquitetônico da estrutura estudada**



Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor

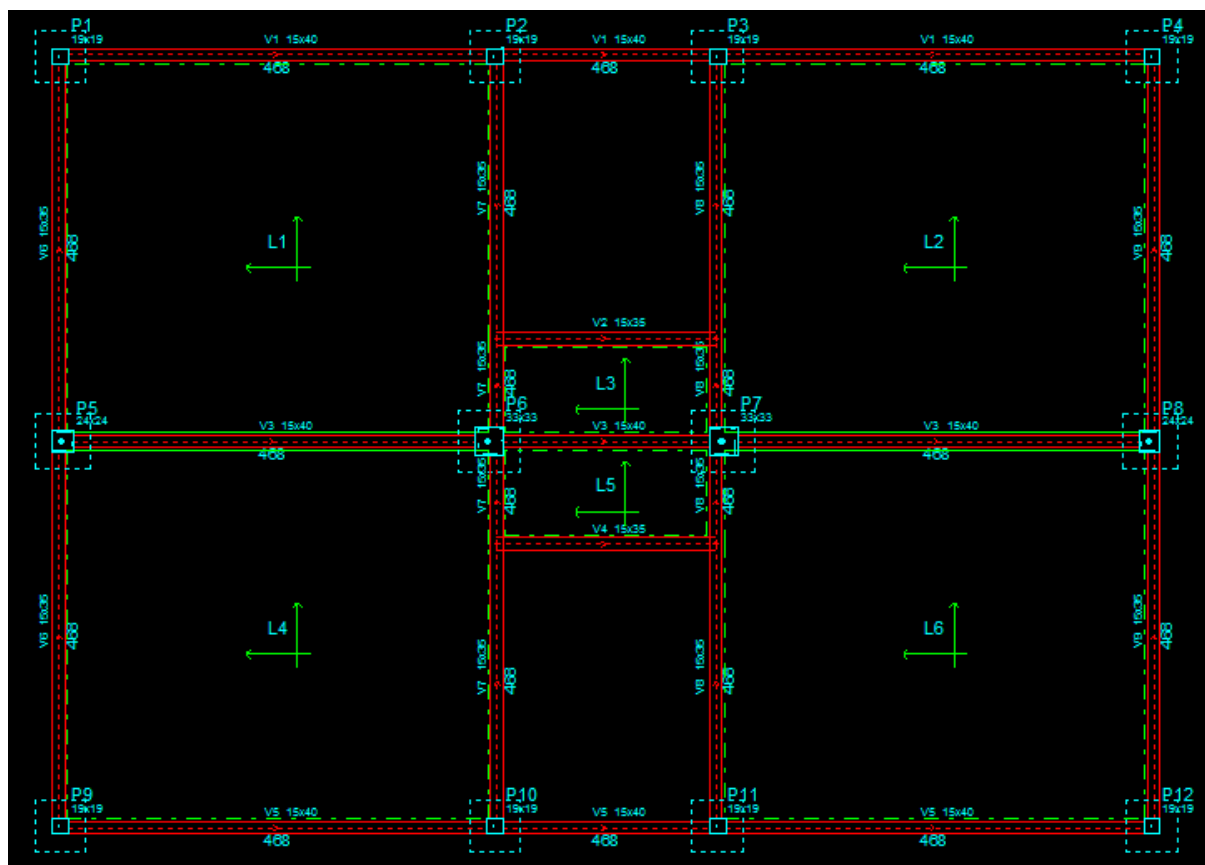


**Figura 11 - Representação 3D simplificada da edificação**



Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor

De forma a se obter os vãos e as áreas necessárias para o pré-dimensionamento das vigas e dos pilares é feito o lançamento estrutural da Figura 12, igual em todos os pavimentos, e simétrico nas direções X e Y.

**Figura 12 - Lançamento inicial da estrutura**

Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor

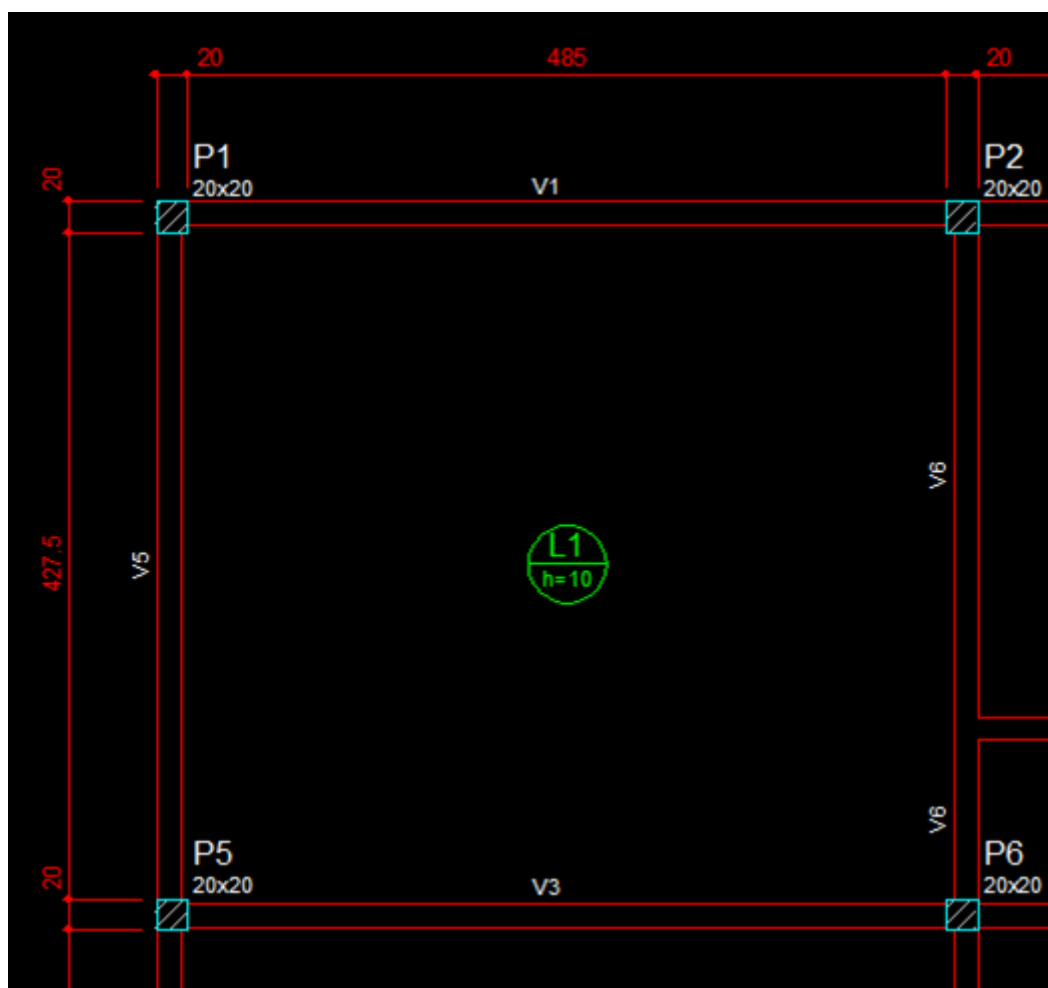
#### 4.1. Pré-dimensionamento

##### 4.1.1. Pré-dimensionamento das vigas

Conforme discutido no item 2.4.1 o pré-dimensionamento das vigas será obtido conforme os seguintes cálculos:

- Altura: divide-se o maior vão da viga por um valor entre 10 e 20;
- Largura: utilizar o valor 12 cm ou maior.

De forma a facilitar os cálculos e a execução hipotética, as vigas são dimensionadas com seção constante. Logo, devido a grande simetria da estrutura, podemos nos basear nos vãos apresentados na Figura 13.

**Figura 13 - Cotas base para o pré-dimensionamento das vigas**

Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor

Para as vigas V1, V3 e V5 temos o vão de 505 cm (de centro de pilar a centro de pilar). Já para as vigas paralelas ao eixo Y (V6, V7, V8 e V9) temos o vão de 447,5 cm. Para as vigas V2 e V4 temos o vão de 255 cm. De forma a se obter valores usuais, dividimos tais vãos por 10, obtendo-se assim uma altura de aproximadamente 50 cm para as vigas V1, V3 e V5, de 45 cm para as vigas V6, V7, V8 e V9, de 25 cm para as vigas V2 e V4. Porém como as vigas V2 e V4 irão apoiar as escadas e o elevador, iremos utilizar uma altura de 30 cm para essas duas vigas.

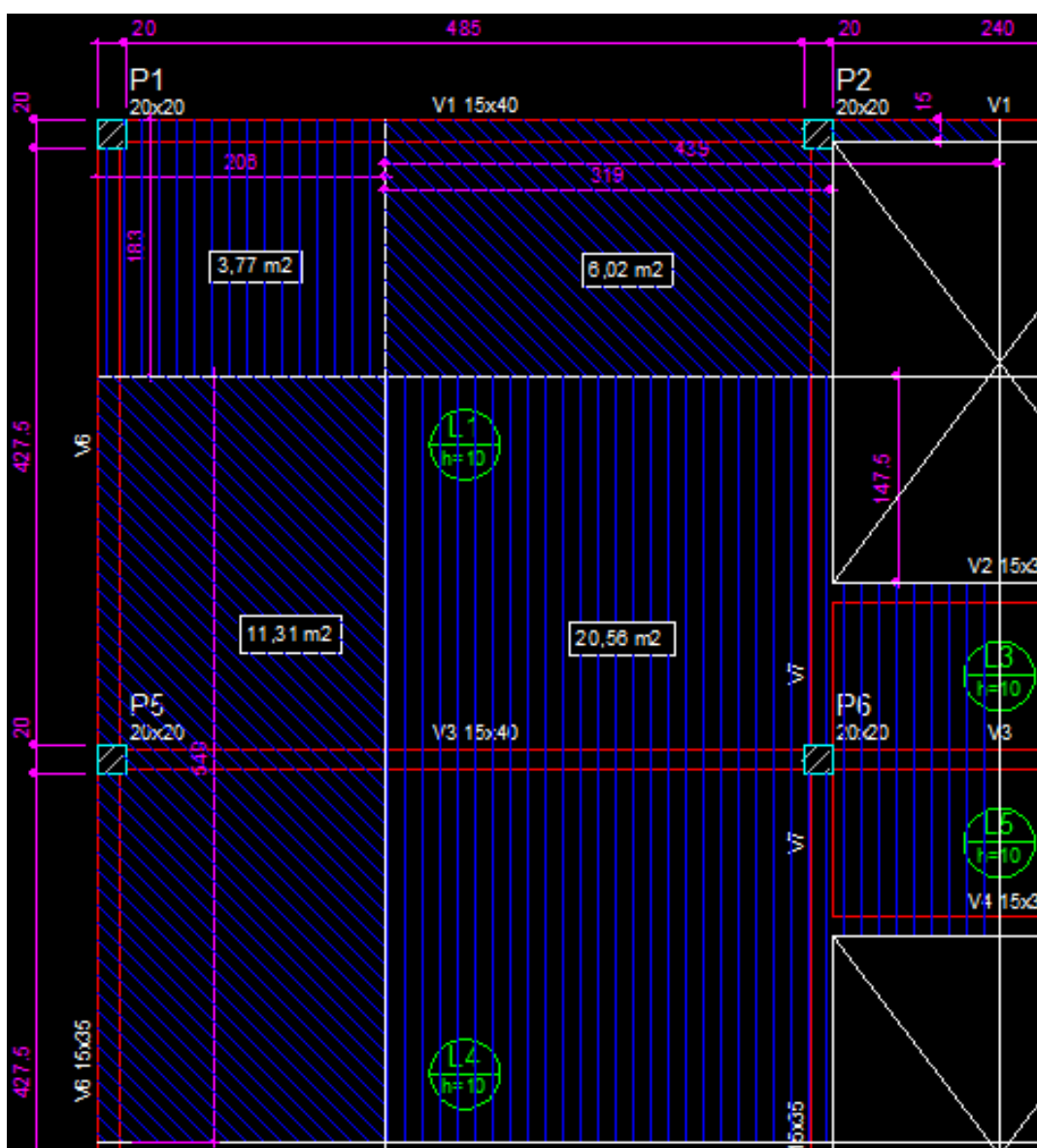
Para a largura, utilizaremos o valor de 15 cm em todas as vigas, permitindo um alinhamento ideal com as paredes a serem lançadas.

#### 4.1.2. Pré-dimensionamento dos pilares

Conforme discutido no item 2.4.2 o pré-dimensionamento dos pilares é obtido conforme a equação 8.

Já a área de influência (“A” na equação) é obtida conforme o esquema mostrado na “Figura 6 - Processo para determinação da área de influência dos pilares”. Aplicando esse processo em nossa edificação temos as seguintes áreas:

**Figura 14 - Área de influência dos pilares P1, P2, P5 e P6**



Fonte: Desenho do Programa Eberick com dados e cálculos elaborados pelo autor

Na Figura 14 apresentamos a área de influência apenas dos pilares P1, P2, P5 e P6, porém devido à simetria da edificação temos a mesma área de influência para diversos pilares, como apresentado na tabela abaixo.

**Tabela 5 - Área de influência dos Pilares**

<u>Pilares</u>	<u>Área de influência (<math>m^2</math>)</u>
P1, P4, P9, P12	3,77
P2, P3, P10, P11	6,02
P5, P8	11,31
P6, P7	20,56

Aplicando tais valores na equação 8 temos as seguintes áreas de pilares:

**Tabela 6 - Área pré-dimensionada dos Pilares**

Pilares	Área de Influência ( $m^2$ )	Carga estimada por área ( $N/m^2$ )	Área pré-dimensionada do Pilar( $cm^2$ )				
			Cobertura	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1	Térreo
P1, P4, P9, P12	3,77	10000,00	37,70	75,40	113,10	150,80	188,50
P2, P3, P10, P11	6,02	10000,00	60,20	120,40	180,60	240,80	301,00
P5, P8	11,31	10000,00	113,10	226,20	339,30	452,40	565,50
P6, P7	20,56	10000,00	205,60	411,20	616,80	822,40	1028,00

Em pilares quadrados tal área dará um valor de lado conforme a tabela a seguir. Nessa tabela também já apresentamos os valores mínimos exigidos pela NBR6118: 2014, que traz que os pilares devem ter uma área mínima de 360  $cm^2$ .

**Tabela 7 - Dimensões de pilares quadrados**

Pilar	Lado calculado do pilar considerando pilar quadrado (cm)					Lado utilizado (cm)				
	Cobertura	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1	Térreo	Cobertura	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1	Térreo
P1, P4, P9, P12	7	9	11	13	14	19	19	19	19	19
P2, P3, P10, P11	8	11	14	16	18	19	19	19	19	19
P5, P8	11	16	19	22	24	19	19	19	22	24
P6, P7	15	21	25	29	33	19	21	25	29	33

Considerando pilares retangulares com um dos lados sendo de 15 cm temos os lados conforme a tabela abaixo:

**Tabela 8 - Dimensões de pilares retangulares**

Pilar	Lado calculado do pilar considerando pilar com um dos lados sendo 15 centímetros (cm)					Lado utilizado (cm)				
	Cobertura	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1	Térreo	Cobertura	Tipo 3	Tipo 2	Tipo 1	Térreo
P1, P4, P9, P12	3	6	8	11	13	24	24	24	24	24
P2, P3, P10, P11	5	9	13	17	21	24	24	24	24	24
P5, P8	8	16	23	31	38	24	24	24	31	38
P6, P7	14	28	42	55	69	24	28	42	55	69

Tendo diferentes situações de pré-dimensionamento, podemos aplicá-las no software Eberick e comparar os resultados obtidos.

## 4.2. Definição dos carregamentos

### 4.2.1. Lajes

Para as lajes é definida uma carga acidental de  $1,50 \text{ kN/m}^2$ , uma carga de revestimento de  $1,50 \text{ kN/m}^2$  e de forma a simplificar os cálculos a carga referente à parede do banheiro é adicionada como uma carga extra, distribuída em toda laje, de

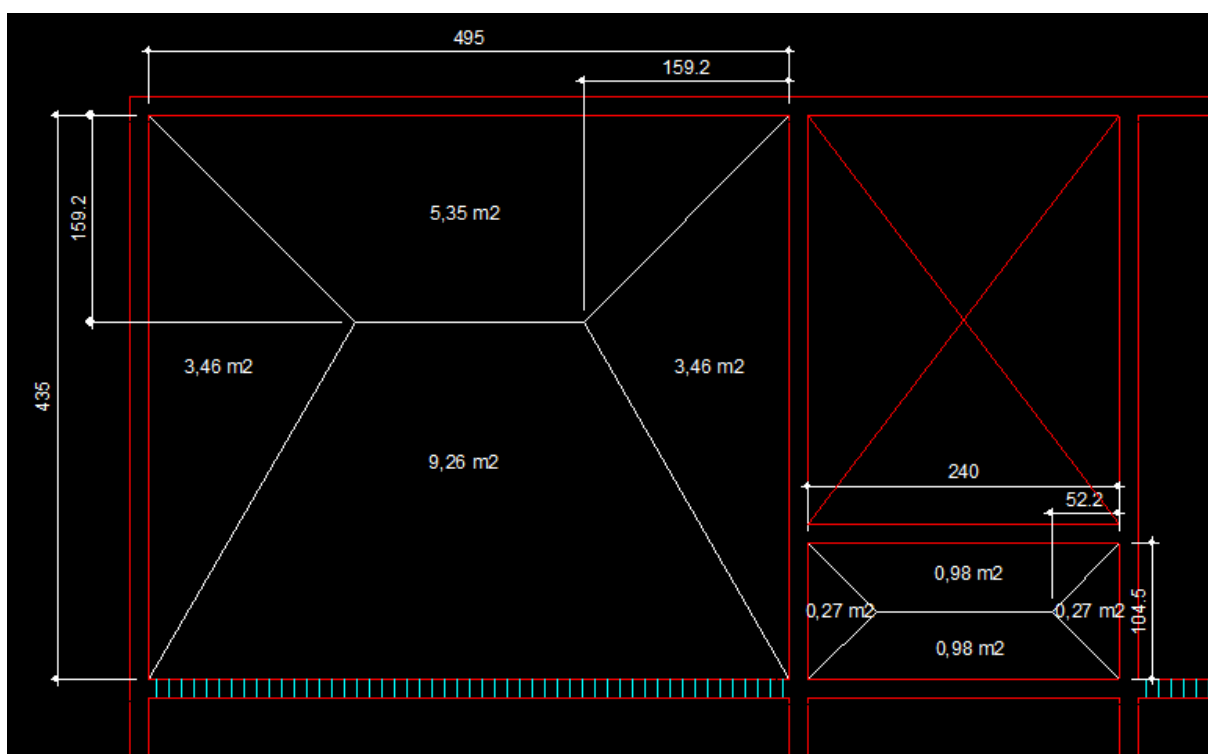
0,90 kN/m<sup>2</sup>. Para o lançamento, todas as lajes são utilizadas com uma espessura de 10 cm. Dessa forma obtém-se o seguinte peso próprio:

$$\text{Peso próprio} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = \text{Espessura da Laje (m)} * \text{Peso específico concreto} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \quad (21)$$

$$\text{Peso próprio} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 0,1 * 25 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

A divisão da carga das lajes nas vigas é baseada no item 14.7.6.1 da NBR6118: 2014. As Charneiras obtidas são as seguintes:

**Figura 15 - Divisão das cargas de lajes nas vigas**



Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor

Na Figura 15 é apresentada a divisão somente para as Lajes L1 e L3, porém por simetria tem-se que a divisão de L1 é simétrica para L2, L4 e L6, e a divisão em L3 é simétrica para L5.

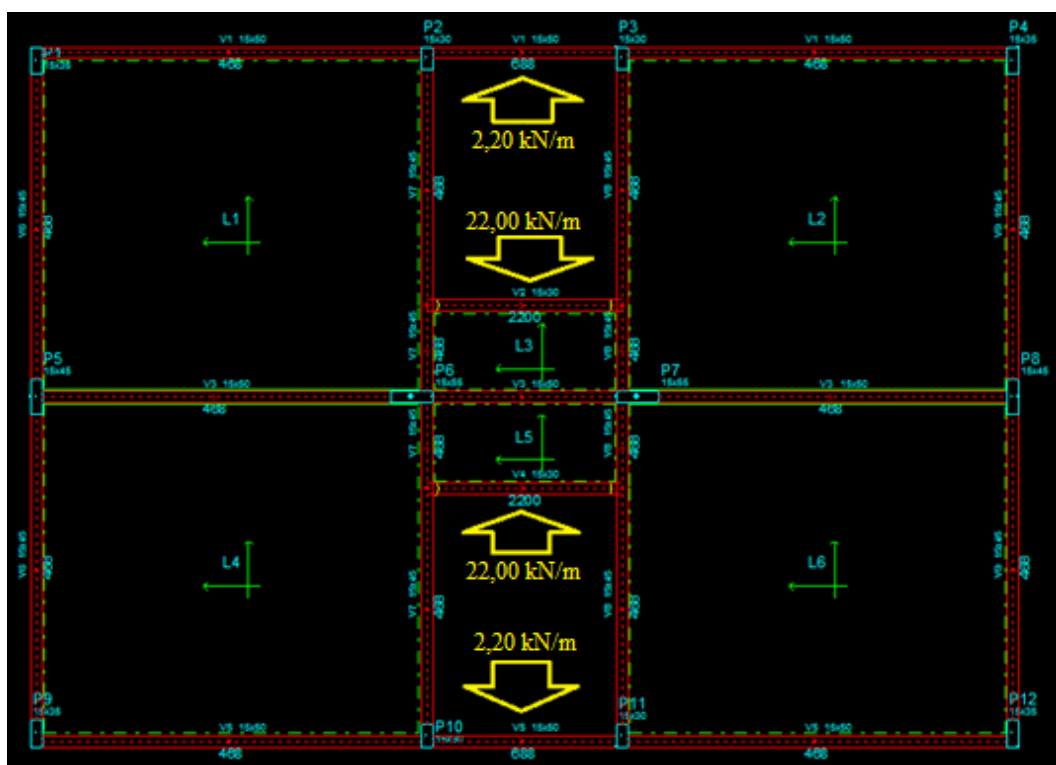
Aplicando-se os resultados na equação 21 obtém-se os seguintes resultados:

**Tabela 9 - Carga das Lajes nas Vigas**

Laje	Área de Charneira (m <sup>2</sup> )	Peso próprio da Laje (N/m <sup>2</sup> )	Carga acidental (N/m <sup>2</sup> )	Carga de revestimento (N/m <sup>2</sup> )	Carga de parede (N/m <sup>2</sup> )	Carga de cálculo descarregada na viga (N/m)
L1	5,35	2500	1500	1500	900	9136,96
	3,46	2500	1500	1500	900	6857,02
	9,26	2500	1500	1500	900	15814,63
L3	0,98	2500	1500	1500	900	3347,37
	0,27	2500	1500	1500	900	1967,95

#### 4.2.2. Reações de escada e de elevador

Observando que este é um trabalho acadêmico que não foca na consideração de elementos de escadas e elevadores na estrutura resolveu-se simplificar as cargas consideradas, considerando o mesmo carregamento para as escadas e os elevadores, adicionando-os em cada pavimento nas vigas V1, V2, V4 e V5 e utilizando os valores de acordo com a Figura 16.

**Figura 16 - Distribuição das cargas de Escada e Elevador**

Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor



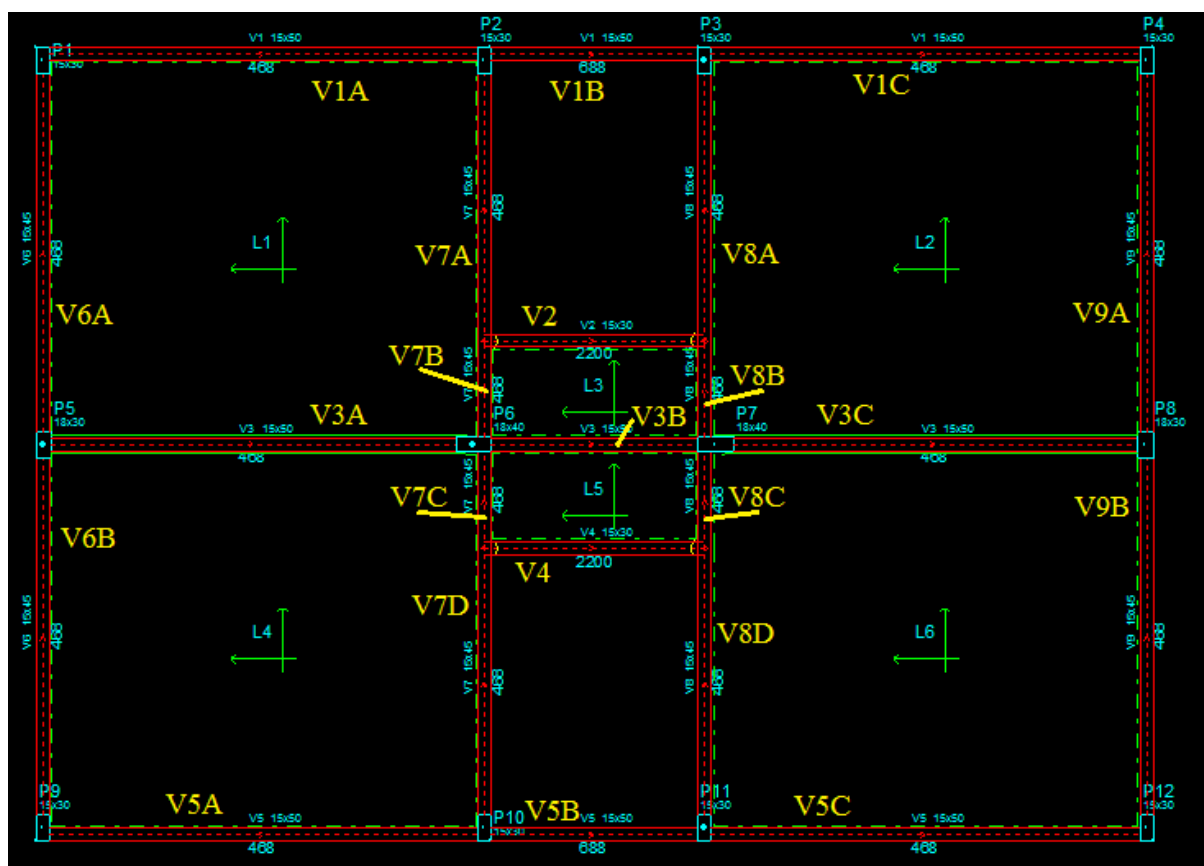
### 4.2.3. Vigas

O carregamento nas vigas apresenta ações das lajes apoiadas, das paredes quando houver, das escadas ou elevador quando houver e do peso próprio. Para o peso próprio tem-se:

$$\text{Peso próprio} \left( \frac{N}{m} \right) = \text{Área da seção} (m^2) * \text{Peso específico concreto} \left( \frac{N}{m^3} \right) \quad (22)$$

Abaixo é apresentada a imagem a ser usada como referência para a definição dos trechos das vigas:

**Figura 17 - Referência para as Vigas**



Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor

Aplicando a equação 22 e somando os valores de cálculo obtidos das cargas das lajes têm-se as seguintes cargas:

**Tabela 10 - Esforços de cálculo nas Vigas**

Vigas	Área da seção (m <sup>2</sup> )	Peso próprio da viga (N/m)	Carga de parede (N/m)	Carga da escada ou elevador (N/m)	Esforço de cálculo das Lajes apoiadas (N/m)	Esforços de cálculo nas vigas (N/m)
V1A, V1C, V5A, V5C	0,075	1875	4680	0	9136,96	18126,46
V1B, V5B	0,075	1875	4680	2200	0,00	12069,50
V2, V4	0,045	1125	0	22000	3347,37	35609,87
V3A, V3C	0,075	1875	4680	0	31629,25	40618,75
V3B	0,075	1875	4680	0	6694,75	15684,25
V6A, V6B, V9A, V9B	0,0675	1687,5	4680	0	6857,02	15602,77
V7A, V7D, V8A, V8D	0,0675	1687,5	4680	0	6857,02	15602,77
V7B, V7C, V8B, V8C	0,0675	1687,5	4680	0	8824,97	17570,72

**4.2.4. Pilares**

Os pilares apresentam o carregamento de seu peso próprio, da reação das vigas e das forças horizontais devido ao vento.

As forças providas do vento são definidas no próximo item.

A consideração das ações vindas das vigas serão diretamente aplicadas no software Ftool e são apresentadas no Apêndice A.

O peso próprio do pilar é obtido da mesma forma que o peso próprio da viga, de acordo com a equação 22 e deve ser multiplicado por 1,3 de forma a obter seu valor de cálculo.

Abaixo apresentamos a Tabela 11 com as seções dos pilares para cada pavimento:

**Tabela 11 - Seção dos pilares**

Pavimento \ Pilar	P1, P4, P9, P12 (cm)	P2, P3, P10, P11 (cm)	P5, P8 (cm)	P6, P7 (cm)
Cobertura	15x30	15x25	18x25	18x35
Tipo 3	15x30	15x25	18x25	18x35
Tipo 2	15x30	15x30	18x30	18x40
Tipo 1	15x30	15x30	18x30	18x40
Terreo	15x30	15x30	18x35	18x45

Com as seções dos pilares obtemos as áreas das seções, e aplicando o valor de tais áreas na equação 22 temos o peso próprio do pilar, apresentado na Tabela 12 abaixo, já multiplicado por 1,3 de forma a se obter o valor de cálculo:

**Tabela 12 - Peso próprio dos pilares**

Pavimento \ Pilar	P1, P4, P9, P12 (N/m)	P2, P3, P10, P11 (N/m)	P5, P8 (N/m)	P6, P7 (N/m)
Cobertura	1462,50	1218,75	1462,50	2047,50
Tipo 3	1462,50	1218,75	1462,50	2047,50
Tipo 2	1462,50	1462,50	1755,00	2340,00
Tipo 1	1462,50	1462,50	1755,00	2340,00
Terreo	1462,50	1462,50	2047,50	2632,50

#### 4.2.5. Vento

O carregamento do vento é uma força horizontal que se difere das outras cargas usuais aplicadas na edificação. Como informado anteriormente, as imperfeições geométricas (ações de desaprumo) não serão consideradas neste trabalho, logo a força do vento é a única carga horizontal aplicada na edificação, causando uma grande mudança no comportamento da estrutura, devendo ser minuciosamente avaliada.

Para avaliarmos a força do vento na edificação (força de arrasto do vento), tratada na revisão bibliográfica no item 2.2, necessita-se primeiramente dos fatores S1, S2 e S3, juntamente com a velocidade básica do vento ( $V_0$ ). Como o conteúdo de como obter esses valores já foi tratado na revisão bibliográfica será apresentado abaixo os resultados obtidos.

Para velocidade básica do vento foi considerado o valor de 43 m/s.

Para o fator topográfico S1 foi considerado o valor 1 (adimensional).

Já para o fator S2 sua rugosidade foi considerada a Categoria V e para as dimensões da edificação foi utilizado a Classe A. Apesar da terceira variável ser a altura, o fator S2 será considerado constante como já discutido no item 2.2.3.3. Dessa forma, aplicando a altura máxima da edificação tem-se o seguinte resultado:

$$S2 = b \cdot Fr (z/10)^p = 0,74 \cdot 1 \cdot (11,2/10)^{0,15} = 0,75 \text{ (adimensional).}$$

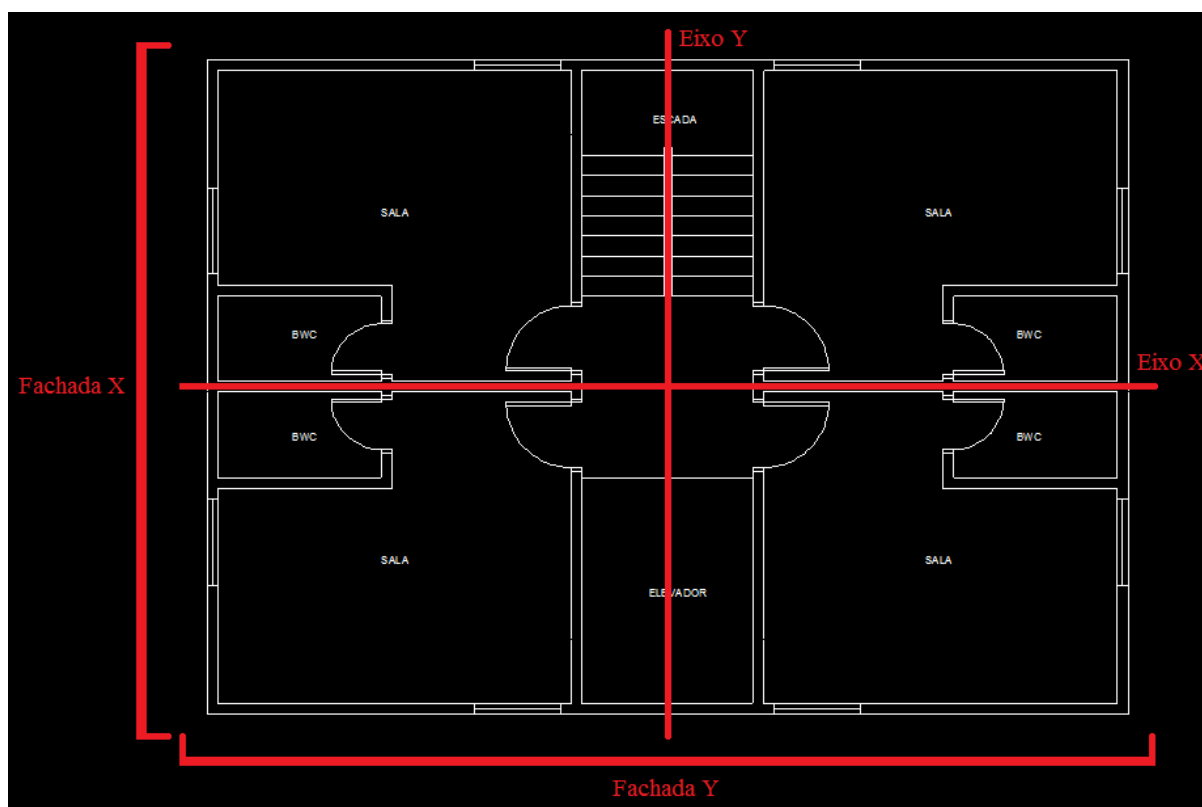
Para o fator estatístico S3 foi considerado o valor 1 (adimensional).

Com as considerações tomadas acima já tem-se os valores necessários para a obtenção da velocidade característica do vento e consequentemente da ação do vento. É apresentado os valores abaixo:

**Tabela 13 - Velocidade característica do vento e ação do vento**

Vo (m/s)	S1	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m <sup>2</sup> )
43	1	0,75	1	32,25	637,56

Para se aplicar os esforços na edificação é necessário definir o coeficiente de arrasto e as áreas de cada pavimento. Como referência os eixos X e Y serão considerados os eixos horizontal e vertical respectivamente da planta da edificação apresentada na figura abaixo:

**Figura 18 - Referência dos eixos**

Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor

Abaixo são apresentadas tabelas com os valores dos coeficientes de arrasto e das áreas de cada pavimento:

**Tabela 14 - Área frontal efetiva para consideração da força de arrasto**

Pavimento	Nível (cm)	Altura do pavimento (cm)	Largura na fachada X (cm)	Largura na fachada Y (cm)	Área considerada para o pavimento na fachada X (m <sup>2</sup> )	Área considerada para o pavimento na fachada Y (m <sup>2</sup> )
Cobertura	1120	280	915	1290	12,81	18,06
Tipo 3	840	280	915	1290	25,62	36,12
Tipo 2	560	280	915	1290	25,62	36,12
Tipo 1	280	280	915	1290	25,62	36,12
Terreo	0	0	915	1290	12,81	18,06

**Tabela 15 - Coeficiente de arrasto**

h/l1 Sendo l1 a fachada X	l1/l2 Sendo l1 a fachada X	Ca na fachada X	h/l1 Sendo l1 a fachada Y	l1/l2 Sendo l1 a fachada Y	Ca na fachada Y
1,22	0,71	0,86	0,87	1,41	0,96

Com os valores do coeficiente de arrasto, da ação do vento e da área frontal efetiva tem-se todos os valores para obter a força de arrasto do vento. Pode-se obter a força de arrasto multiplicando esses três valores, conforme apresentado na Tabela 16 separada para cada pavimento.

**Tabela 16 - Força de arrasto do vento**

Pavimento	Força de arrasto na fachada X (N)	Força de arrasto na fachada Y (N)
Cobertura	7023,72	11053,73
Tipo 3	14047,45	22107,46
Tipo 2	14047,45	22107,46
Tipo 1	14047,45	22107,46
Terreo	7023,72	11053,73

Apesar de a ação característica da força do vento já estar definida, necessita-se considerá-la na combinação aplicada. Utilizando a força do vento como uma ação variável secundária (sendo a carga acidental considerada a primária), conforme explicado no item 2.1.1, deve-se multiplicar a força de arrasto do vento por 0,7 ( $1,4 \cdot 0,5$ ). Logo obtém-se os valores de cálculo para força de arrasto do vento apresentados na Tabela 17.

**Tabela 17 - Força de arrasto do vento, valor de cálculo**

Pavimento	Força de arrasto na fachada X de cálculo (N)	Força de arrasto na fachada Y de cálculo (N)
Cobertura	4916,61	7737,61
Tipo 3	9833,21	15475,22
Tipo 2	9833,21	15475,22
Tipo 1	9833,21	15475,22
Terreo	4916,61	7737,61

Apesar de a ação do vento ter sido obtida em duas direções (X e Y) deve-se considerar a ação do vento em quatro direções. O vento deve ser considerado no mínimo em quatro combinações diferentes. Deve-se considerar uma ação atuante na edificação para cada fachada onde o vento pode atuar. Logo, deve-se considerar uma combinação de ações onde o vento atua na fachada norte, outra na fachada sul, outra na oeste e outra na leste. Juntamente com essa ação do vento deve-se considerar outras ações atuantes, como o peso próprio da estrutura e as cargas acidentais.

Para os modelos avaliados no software Eberick, todas essas combinações são consideradas automaticamente, permitindo-se avaliar inúmeras combinações, garantindo que combinações de ações significativas não deixaram de ser consideradas.

Já para o software Ftool a consideração das combinações foi simplificada. Como cada ação deve ser considerada separadamente, foram consideradas apenas quatro combinações de ações, uma para cada direção atuante do vento. Juntamente com cada ação do vento são consideradas as ações verticais na estrutura (peso próprio, carga adicional e carga acidental). Conforme tratado na definição dos carregamentos específicos de cada elemento, as combinações utilizadas são  $1,3 * (\text{Peso próprio}) + 1,4 * (\text{Adicional}) + 1,4 * (\text{Acidental}) + 0,7 * (\text{Vento})$ , uma ação diferente para cada atuação do vento.

## 5. ANÁLISE DE DIFERENTES DISPOSIÇÕES E SEÇÕES DE PILARES

De modo a se comparar diferentes modelos estruturais, serão aplicados os modelos de pilares quadrados e pilares retangulares no software Eberick, analisando sua estabilidade global. Em seguida serão validados com o software Ftool a disposição dos pilares retangulares.

Para a análise global existem alguns parâmetros que devem ser definidos de forma a se obter os valores de esforços e deslocamentos de forma correta. A classe do concreto utilizada no projeto foi a C-25 logo será utilizado o módulo de elasticidade inicial de 28000 Mpa ( $E_{ci} = 5600 * \sqrt{f_{ck}}$  obtido do item 8.2.8 da NBR6118: 2014). Devido a não linearidade física (discutida no item 2.3.1) será aplicada uma redução na rigidez dos elementos, assumindo 0,4\*Ic nas vigas e 0,8\*Ic nos pilares.

Inicialmente foi avaliada a estabilidade global da estrutura com as dimensões apresentadas na Tabela 7 e na Tabela 8, contudo para tais valores a estrutura apresentava a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem, o que não é o objetivo deste trabalho. Os resultados obtidos são apresentados no Apêndice B deste trabalho. Logo, foram aumentadas as seções na estrutura com pilares retangulares e com pilares quadrados até obter-se um Gama Z igual ou menor a 1,10 em ambas as direções.

Abaixo são apresentadas as seções necessárias para desconconsideração dos efeitos de segunda ordem para pilares quadrados e retangulares. Para as vigas, foram utilizadas as mesmas seções em todos os modelos, apresentadas no item 4.1.1.

### 5.1. Análise da estrutura com pilares quadrados

Para obter uma estrutura de nós fixos com pilares quadrados foram utilizadas as seguintes seções de pilares:



**Tabela 18 - Seções dos pilares quadrados para nós fixos**

Pav. \ Pilar	P1, P4, P9, P12 (cm - cm <sup>2</sup> )	P2, P3, P10, P11 (cm - cm <sup>2</sup> )	P5, P8 (cm - cm <sup>2</sup> )	P6, P7 (cm - cm <sup>2</sup> )
Cobertura	21x21 - 441	19x19 - 361	21x21 - 441	25x25 - 625
Tipo 3	21x21 - 441	19x19 - 361	21x21 - 441	25x25 - 625
Tipo 2	21x21 - 441	21x21 - 441	25x25 - 625	29x29 - 841
Tipo 1	21x21 - 441	21x21 - 441	25x25 - 625	29x29 - 841
Térreo	21x21 - 441	21x21 - 441	25x25 - 625	29x29 - 841

Considerando a altura dos pavimentos de 2,80 m para os pavimentos Tipo e Cobertura e 1,50 m para o pavimento Térreo, obtém-se um volume de concreto para os pilares de 7,58 m<sup>3</sup>.

Utilizando destas seções e dos carregamentos informados no item 4.2 obtiveram-se os seguintes resultados para o coeficiente Gama Z:

**Tabela 19 - Valores para o cálculo do Coeficiente Gama-Z, para pilares quadrados, no Eixo X**

Eixo X - Ação considerada = 1,3 * (Peso próprio) + 1,4 * (Adicional) + 1,4 * (Acidental) + 0,7 * (Vento em X)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	1270	171.97	0.52	0.82	0.40	0.00
Tipo 3	990	171.97	0.98	1.55	0.37	0.00
Tipo 2	710	172.87	0.88	1.40	0.27	0.00
Tipo 1	430	172.87	0.75	1.19	0.16	0.00
Terreo	150	170.14	0.43	0.68	0.03	0.00

**Tabela 20 - Valores para o cálculo do Coeficiente Gama-Z, para pilares quadrados, no Eixo Y**

Eixo Y - Ação considerada = $1,3 * (\text{Peso próprio}) + 1,4 * (\text{Adicional}) + 1,4 * (\text{Acidental}) + 0,7 * (\text{Vento em Y})$						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	1270	171.97	0.52	0.82	0.00	0.74
Tipo 3	990	171.97	0.98	1.55	0.00	0.67
Tipo 2	710	172.87	0.88	1.40	0.00	0.50
Tipo 1	430	172.87	0.75	1.19	0.00	0.29
Terreo	150	170.14	0.43	0.68	0.00	0.05

**Tabela 21 - Gama Z para pilares quadrados para nós fixos**

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	26.40	41.77
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	2.12	3.90
Gama-Z	1.09	1.10

## 5.2. Análise da estrutura com pilares retangulares

Para obter uma estrutura de nós fixos com pilares retangulares foram utilizadas as seguintes seções de pilares:

**Tabela 22 - Seções dos pilares retangulares para nós fixos**

Pav. \ Pilar	P1, P4, P9, P12 (cm - cm <sup>2</sup> )	P2, P3, P10, P11 (cm - cm <sup>2</sup> )	P5, P8 (cm - cm <sup>2</sup> )	P6, P7 (cm - cm <sup>2</sup> )
Cobertura	15X30 - 450	15x25 - 375	18x25 - 450	18x35 - 630
Tipo 3	15X30 - 450	15x25 - 375	18x25 - 450	18x35 - 630
Tipo 2	15X30 - 450	15X30 - 450	18x30 - 540	18x40 - 720
Tipo 1	15X30 - 450	15X30 - 450	18x30 - 540	18x40 - 720
Terreo	15X30 - 450	15X30 - 450	18x35 - 630	18x45 - 810

Considerando a altura dos pavimentos de 2,80 m para os pavimentos Tipo e Cobertura e 1,50 m para o pavimento Térreo, obtém-se um volume de concreto para os pilares de 7,46 m<sup>3</sup>.

Utilizando destas seções e dos carregamentos informados no item 4.2 obtiveram-se os seguintes resultados para o coeficiente Gama Z:

**Tabela 23 - Valores para o cálculo do Coeficiente Gama-Z, para pilares retangulares, no Eixo X**

Eixo X - Ação considerada = $1,3 * (\text{Peso próprio}) + 1,4 * (\text{Adicional}) + 1,4 * (\text{Acidental}) + 0,7 * (\text{Vento em X})$						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	1270	163.84	0.52	0.82	0.45	0.00
Tipo 3	990	171.75	0.98	1.55	0.41	0.00
Tipo 2	710	172.07	0.88	1.40	0.31	0.00
Tipo 1	430	172.07	0.75	1.19	0.18	0.00
Terreo	150	169.48	0.43	0.68	0.03	0.00

**Tabela 24 - Valores para o cálculo do Coeficiente Gama-Z, para pilares retangulares, no Eixo Y**

Eixo Y - Ação considerada = $1,3 * (\text{Peso próprio}) + 1,4 * (\text{Adicional}) + 1,4 * (\text{Acidental}) + 0,7 * (\text{Vento em Y})$						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	1270	163.84	0.52	0.82	0.00	0.67
Tipo 3	990	171.75	0.98	1.55	0.00	0.61
Tipo 2	710	172.07	0.88	1.40	0.00	0.46
Tipo 1	430	172.07	0.75	1.19	0.00	0.26
Terreo	150	169.48	0.43	0.68	0.00	0.04

**Tabela 25 - Gama Z para pilares retangulares para nós fixos**

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	26.40	41.77
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	2.34	3.47
Gama-Z	1.10	1.09

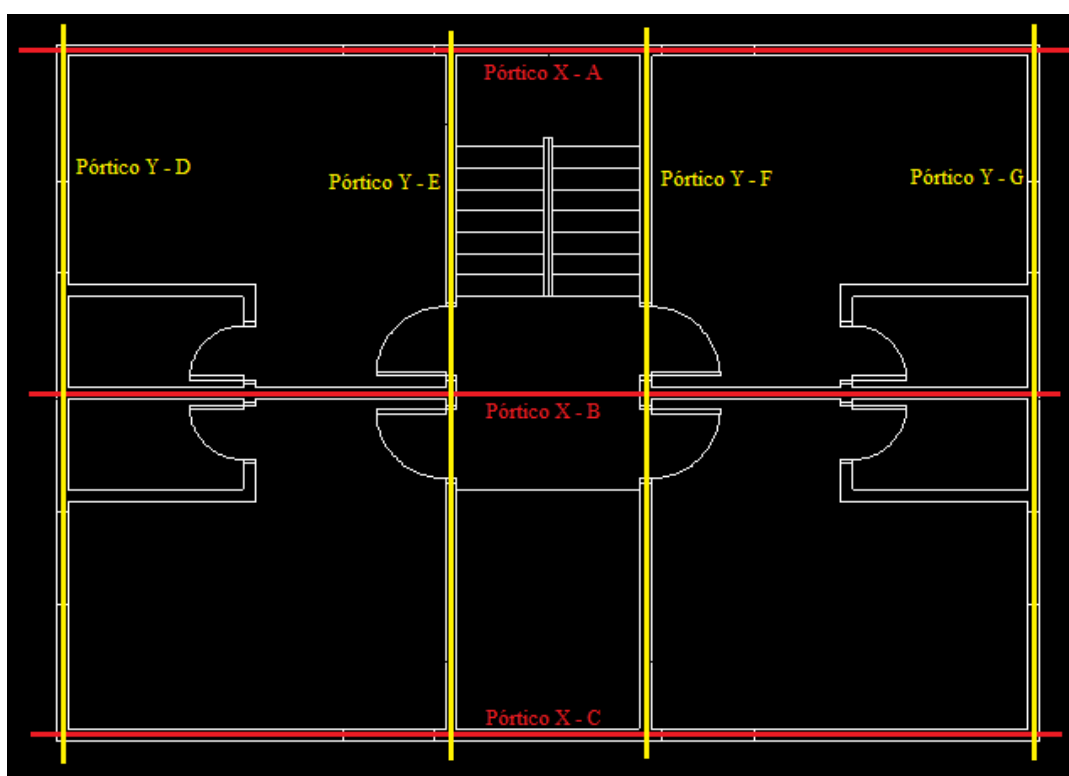
### 5.3. Validação do modelo mais adequado

Após a análise comparativa dos modelos no software Eberick, fez-se a validação dos resultados obtidos utilizando o software Ftool para obter os deslocamentos da estrutura e planilhas eletrônicas para os cálculos necessários.

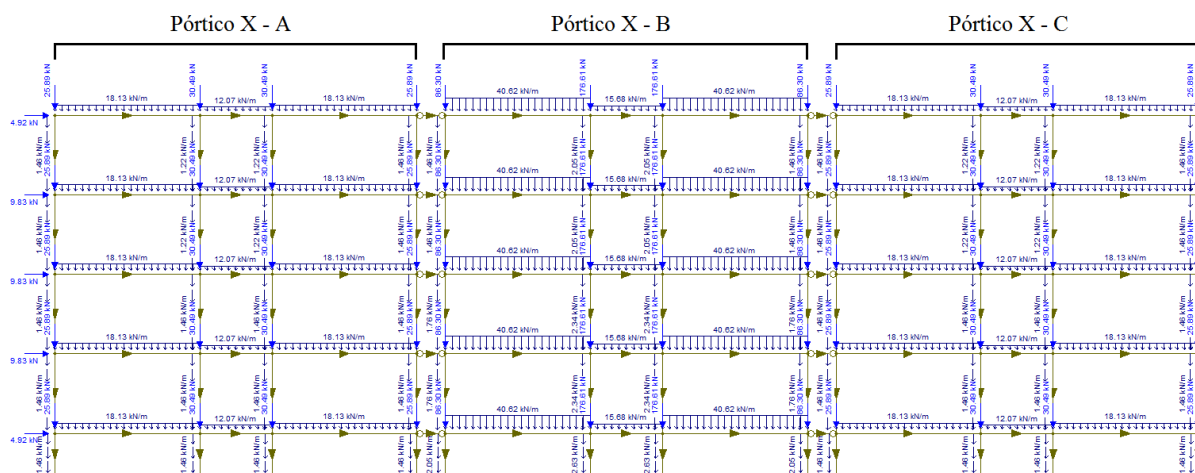
Utilizando as cargas apresentadas no item 4.2 a estrutura e as cargas foram lançadas no software Ftool, e a estrutura foi avaliada pelo método dos pórticos planos.

É possível avaliar a estrutura utilizando dois lançamentos separados no software, um para os pórticos em X e outro para os pórticos em Y. O lançamento pode ser melhor compreendido observando as imagens apresentadas abaixo. Na Figura 19 é apresentada a vista superior e as indicações dos pórticos. Na Figura 20 e na Figura 21 são apresentados os pórticos em X e em Y, respectivamente. Da Figura 22 à Figura 27 são apresentados os pórticos separadamente para possibilitar a visualização dos valores utilizados, que estão de acordo com os resultados obtidos no item 4.2.

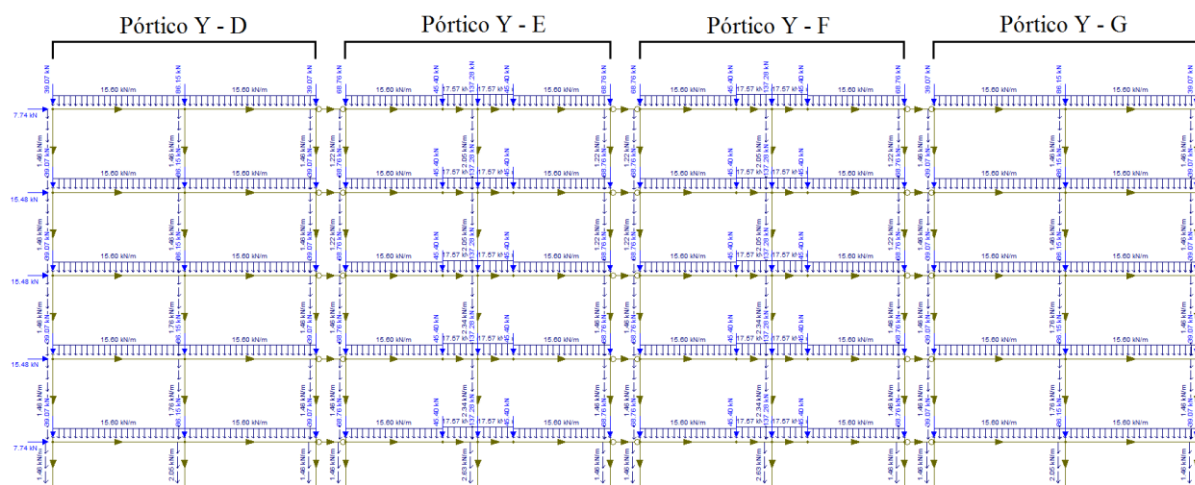
**Figura 19 - Pórticos para consideração no modelo de pórticos planos**



Fonte: Programa Eberick com dados elaborados pelo autor

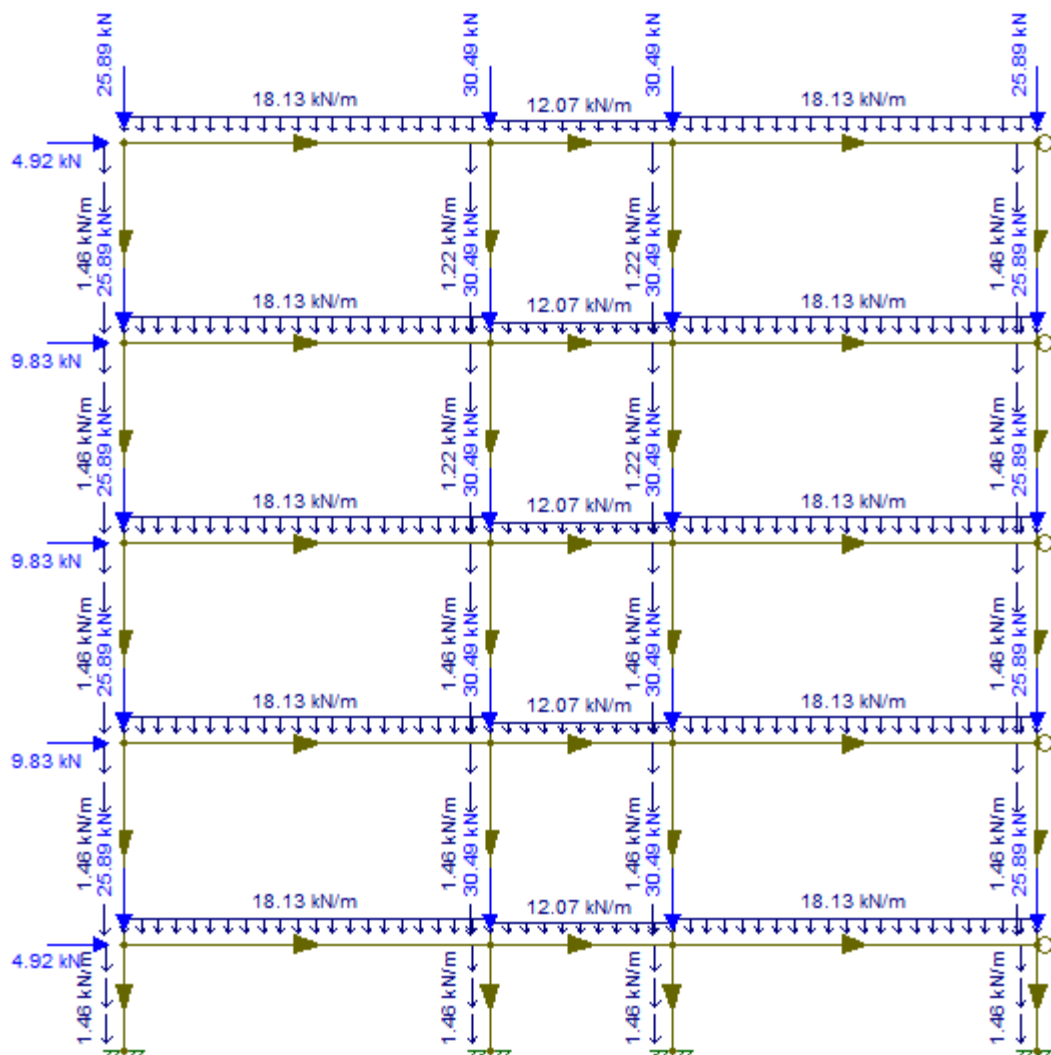
**Figura 20 - Pórticos em X lançados no software Ftool**

Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

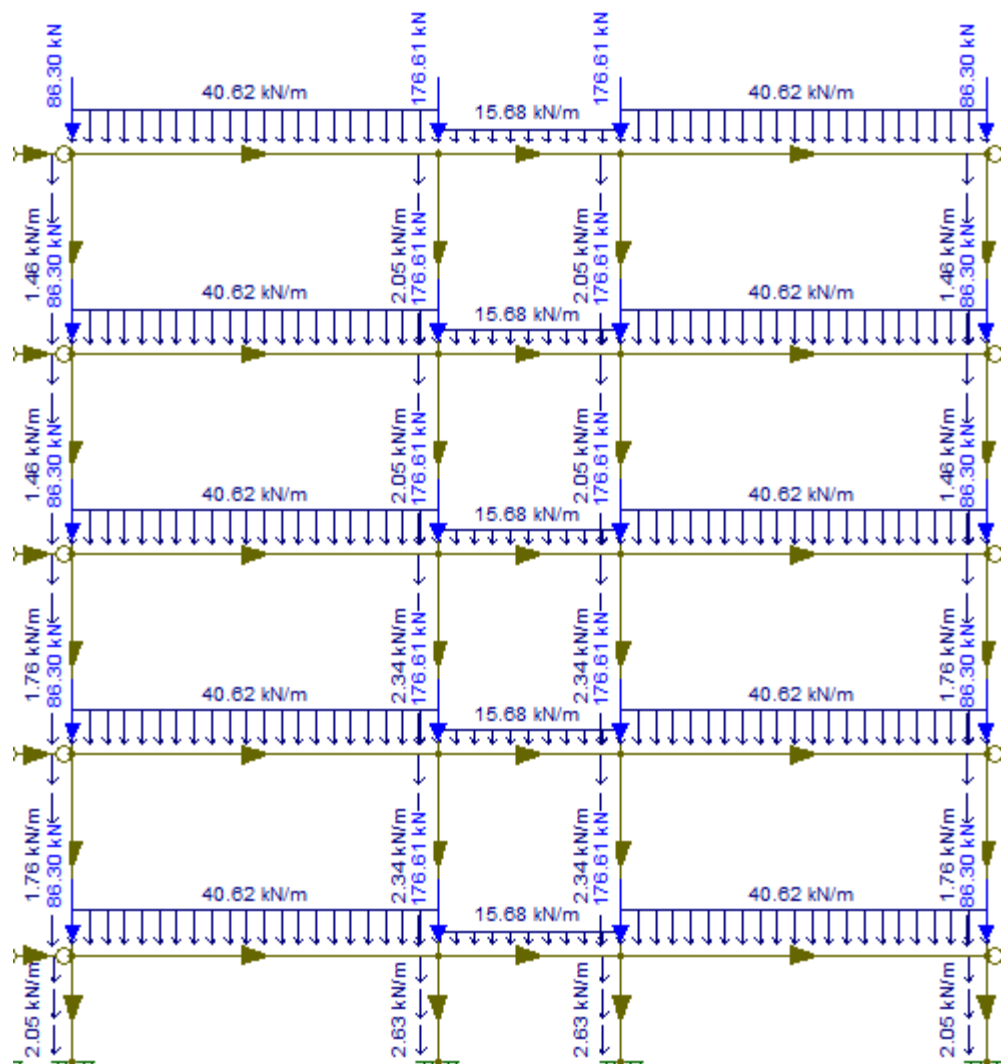
**Figura 21 - Pórticos em Y lançados no software Ftool**

Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

Figura 22 - Pórtico X - A

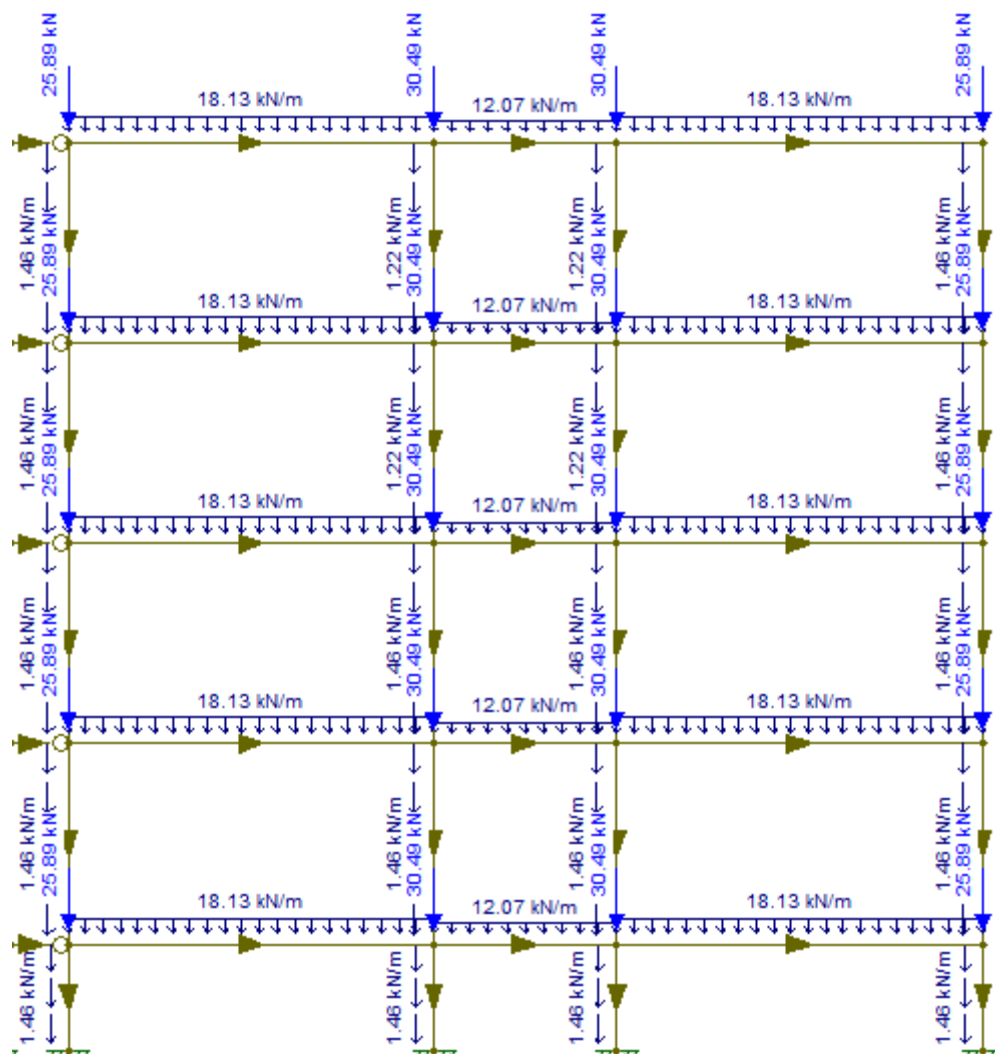


Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

**Figura 23 - Pórtico X - B**

Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

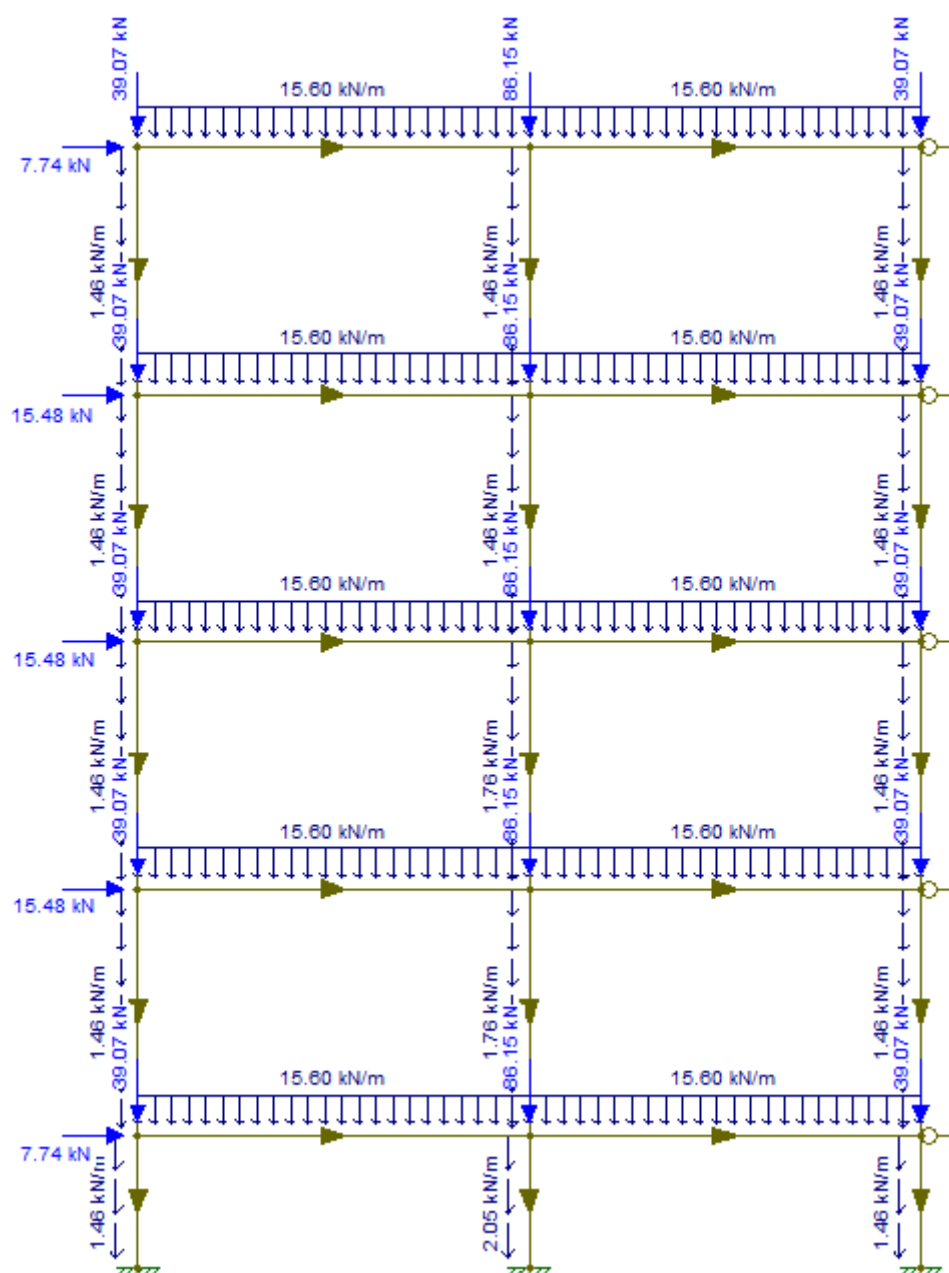
Figura 24 - Pórtico X - C



Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

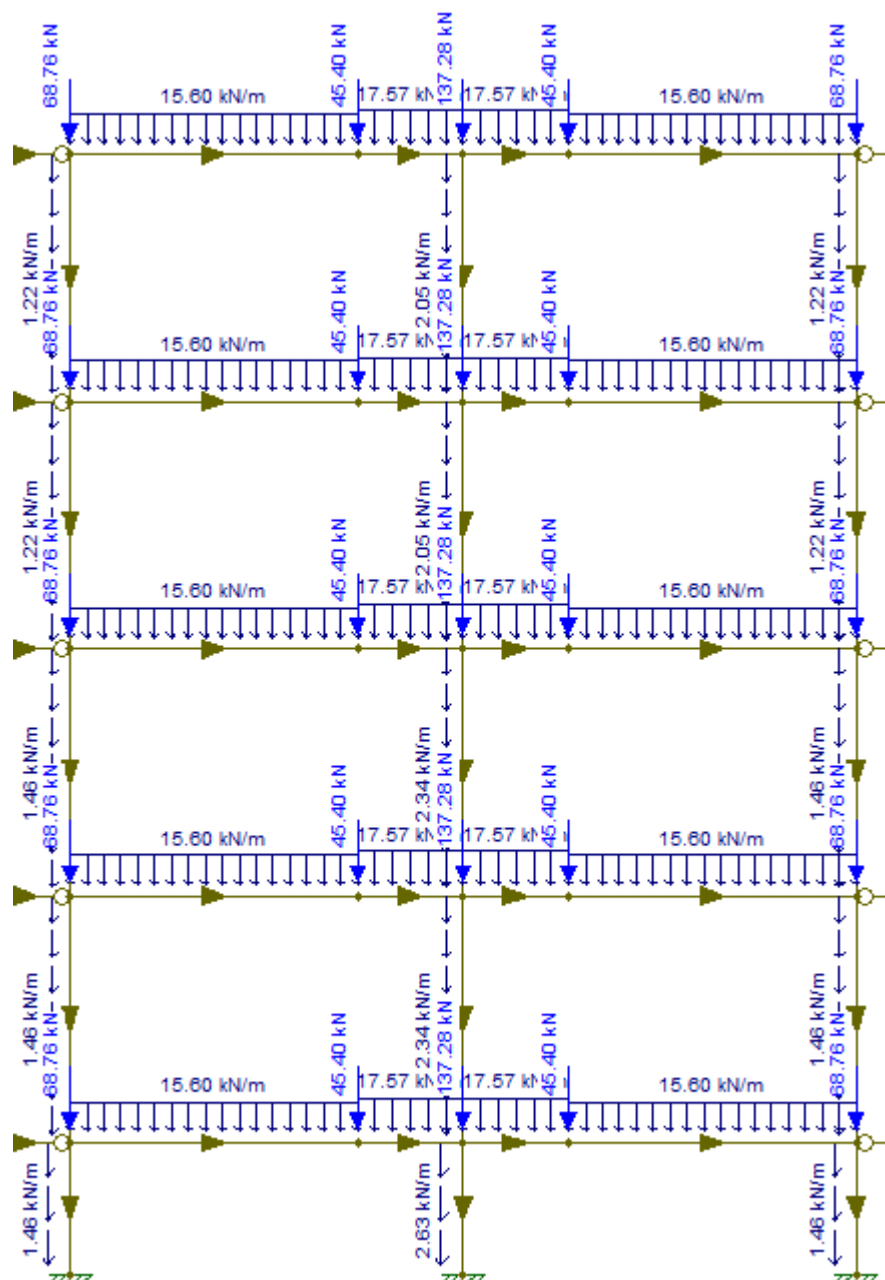


Figura 25 - Pórtico Y - D

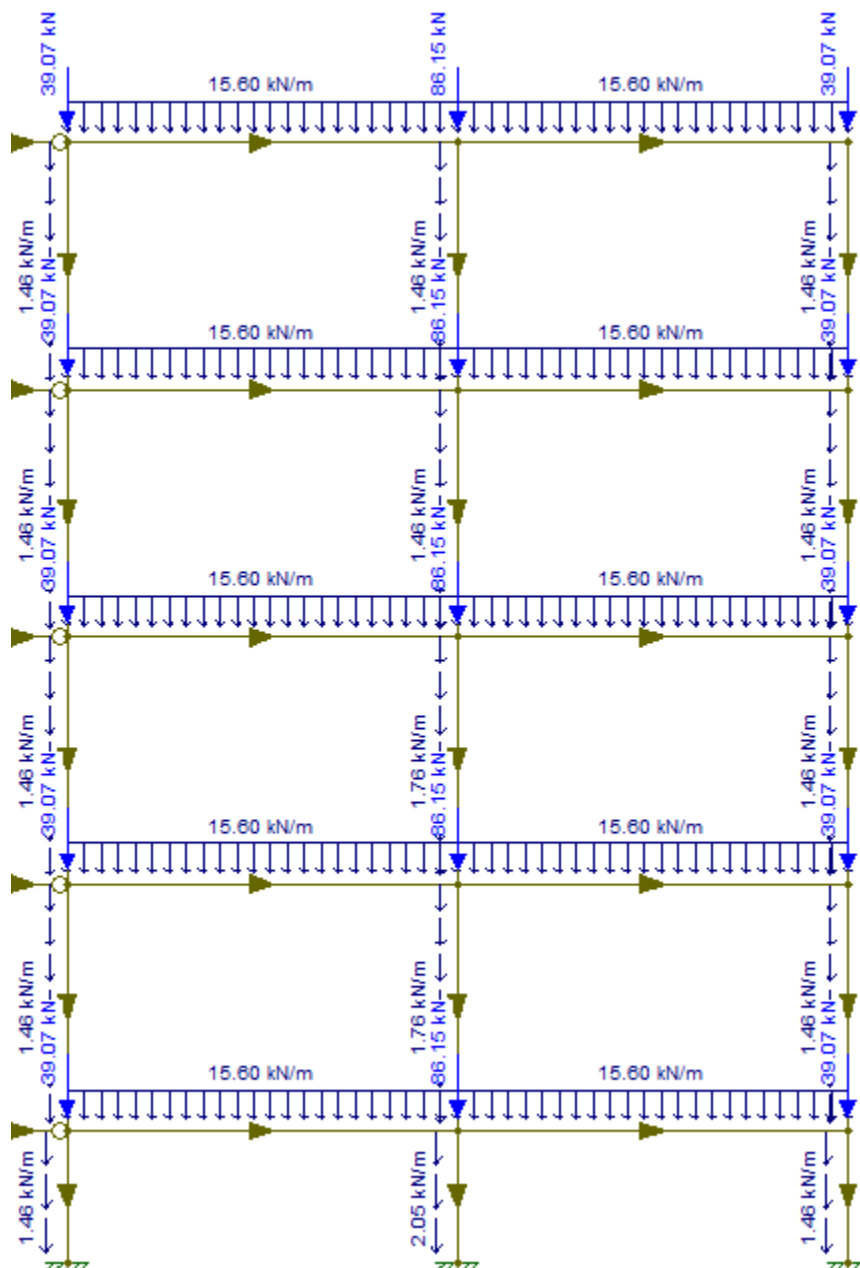


Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

Figura 26 - Pórtico Y - E e Pórtico Y - F



Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

**Figura 27 - Pórtico Y - G**

Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

Para todos os elementos foi selecionado o material Concreto com um módulo de elasticidade  $E = 28000 \text{ Mpa}$  e um coeficiente de Poisson de 0,20.

As seções dos elementos são consideradas genéricas no software, informando a área e o momento de inércia. Para consideração da não linearidade física de maneira aproximada o momento de inércia informado é  $0,4 * I_c$  para as

vigas e  $0,8 * I_c$  para os pilares. Dessa forma, para as vigas com dimensões 15x50 (vigas pertencentes aos pórticos em X) é utilizado o momento de inércia  $62500 \text{ cm}^4$  e para as vigas com dimensões 15x45 (vigas pertencentes aos pórticos em Y) é utilizado o momento de inércia  $45562,5 \text{ cm}^4$ . Esses valores para as vigas se repetem em todos os pavimentos. Já para os pilares, os momentos de inércia variam entre os pavimentos e entre os pórticos avaliados, sendo apresentados nas tabelas abaixo.

**Tabela 26 - Momento de inércia dos pilares no Pórtico X**

Pavimento \ Pilar	P1, P4, P9, P12	P2, P3, P10, P11	P5, P8	P6, P7
Cobertura	6750	5625	9720	51450
Tipo 3	6750	5625	9720	51450
Tipo 2	6750	6750	11664	76800
Tipo 1	6750	6750	11664	76800
Térreo	6750	6750	13608	109350

**Tabela 27 - Momento de inércia dos pilares no Pórtico Y**

Pavimento \ Pilar	P1, P4, P9, P12	P2, P3, P10, P11	P5, P8	P6, P7
Cobertura	27000	15625	18750	13608
Tipo 3	27000	15625	18750	13608
Tipo 2	27000	27000	32400	15552
Tipo 1	27000	27000	32400	15552
Térreo	27000	27000	51450	17496

Devido à presença das lajes, existirá pouca deformação axial nas vigas. De forma a implementar isso no programa, o valor utilizado para a área das vigas (que nesse caso influenciará somente a deformação axial) é 100 vezes maior que seu valor real. Assim, o deslocamento a esquerda do alinhamento de pórticos será o mesmo que o valor à direita, tornando o modelo mais próximo da realidade. Para a área dos pilares, foi utilizado o seu valor real.

Outro fator importante para montagem do modelo é a definição das barras que ligam um pórtico a outro. De modo a transmitir somente a carga horizontal, sem momento, tais barras são definidas rotuladas em ambas as extremidades. Devido a essa definição, não é necessário definir um momento de inércia para a barra, já que

só existirão esforços axiais na mesma. Como tais barras não existem na estrutura real deve-se dimensioná-las de modo que não absorvam os esforços a elas aplicados, apenas transmita-os. Assim, como só existirão esforços axiais, definimos uma área de 170x170 ( $28900 \text{ cm}^2$ ) prevenindo a deformação axial da peça e um comprimento de 100 cm.

Configurando os pórticos dessa forma, o software apresenta os seguintes deslocamentos na estrutura.

**Tabela 28 - Deslocamentos nos pórticos em X e em Y**

Pavimento	Deslocamento em X (mm)	Deslocamento em Y (mm)
Cobertura	4,79	7,00
Tipo 3	4,39	6,40
Tipo 2	3,41	4,94
Tipo 1	2,01	2,89
Térreo	0,31	0,47

Para o cálculo do coeficiente Gama Z as cargas referentes ao peso próprio dos pilares foi dividida entre os pavimentos da seguinte forma:

**Tabela 29 - Divisão do peso próprio dos pilares entre os pavimentos**

Pavimento \ Pilar	P1, P4, P9, P12 (kN)	P2, P3, P10, P11 (kN)	P5, P8 (kN)	P6, P7 (kN)
Cobertura	2,05	1,71	2,05	2,87
Tipo 3	4,10	3,41	4,10	5,73
Tipo 2	4,10	3,75	4,50	6,14
Tipo 1	4,10	4,10	4,91	6,55
Térreo	3,14	3,14	3,99	5,25

Aplicando-se tais valores de deslocamento juntamente com os valores das cargas horizontais e verticais nas fórmulas apresentadas no item 2.3.2.1 obtém-se os seguintes resultados:

**Tabela 30 - Coeficiente Gama Z calculado em planilhas eletrônicas**

Fachada	M1,tot,d (kN.m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	Gama Z (Yz)
X	279,26	24,63	1,10
Y	439,50	35,55	1,09

Comparando tais valores verificamos que existe uma proximidade grande entre os valores obtidos no software Eberick e os valores obtidos nas planilhas eletrônicas.

Verificamos que temos um deslocamento um pouco maior nos cálculos feitos no Ftool e planilhas, porém tal diferença já era esperada. Para as considerações da força do vento utilizamos um valor constante em toda a prumada, conforme explicado no item 2.2.3.3, o que nos deu valores para força horizontal um pouco maiores do que aplicado no Eberick. Contudo como a diferença é pequena e mais significativa nos pavimentos mais inferiores já se esperava que os valores de deslocamento não diferissem muito entre um método e outro.

## 6. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Devido a simetria da estrutura pode-se dimensionar apenas 4 pilares e assumir que os outros obterão os mesmos resultados. O pilar P1 terá os mesmos resultados que os pilares P4, P9 e P12. O pilar P2 é igual aos pilares P3, P10 e P11. O pilar P5 é igual ao pilar P8. E o pilar P6 é igual ao pilar P7. Logo, trataremos apenas dos pilares P1, P2, P5 e P6, assumindo que os pilares iguais a eles também estão sendo considerados.

### 6.1. Resultados dos modelos avaliados no Software Eberick

Lançando a estrutura com pilares quadrados no software Eberick com as características conforme apresentado nas seções anteriores deste trabalho tem-se o resultado de armadura apresentado na Tabela 32 para todos os pilares. Em tal tabela é apresentado primeiramente a porcentagem de armadura do pilar, em seguida o número de barras e por último a bitola utilizada. As combinações utilizadas para a estrutura são apresentadas na Tabela 31.

**Tabela 31 - Combinações utilizadas no software Eberick**

1.3G1+1.4G2	1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.7V2	G1+G2+0.7Q+1.4V4
1.3G1+1.4G2+0.7Q	1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.7V3	G1+G2+0.7V1
1.3G1+1.4G2+0.7Q+0.7V1	1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.7V4	G1+G2+0.7V2
1.3G1+1.4G2+0.7Q+0.7V2	1.3G1+1.4G2+1.4V1	G1+G2+0.7V3
1.3G1+1.4G2+0.7Q+0.7V3	1.3G1+1.4G2+1.4V2	G1+G2+0.7V4
1.3G1+1.4G2+0.7Q+0.7V4	1.3G1+1.4G2+1.4V3	G1+G2+1.4Q
1.3G1+1.4G2+0.7Q+1.4V1	1.3G1+1.4G2+1.4V4	G1+G2+1.4Q+0.7V1
1.3G1+1.4G2+0.7Q+1.4V2	G1+G2	G1+G2+1.4Q+0.7V2
1.3G1+1.4G2+0.7Q+1.4V3	G1+G2+0.7Q	G1+G2+1.4Q+0.7V3
1.3G1+1.4G2+0.7Q+1.4V4	G1+G2+0.7Q+0.7V1	G1+G2+1.4Q+0.7V4
1.3G1+1.4G2+0.7V1	G1+G2+0.7Q+0.7V2	G1+G2+1.4V1
1.3G1+1.4G2+0.7V2	G1+G2+0.7Q+0.7V3	G1+G2+1.4V2
1.3G1+1.4G2+0.7V3	G1+G2+0.7Q+0.7V4	G1+G2+1.4V3
1.3G1+1.4G2+0.7V4	G1+G2+0.7Q+1.4V1	G1+G2+1.4V4
1.3G1+1.4G2+1.4Q	G1+G2+0.7Q+1.4V2	
1.3G1+1.4G2+1.4Q+0.7V1	G1+G2+0.7Q+1.4V3	

Onde G1 é o peso próprio, G2 é a carga adicional, Q é a carga acidental, e V1, V2, V3 e V4 são as cargas do vento.

**Tabela 32 - Resultado de armadura para pilares quadrados**

Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
	%arm - As tot	%arm - As tot	%arm - As tot	%arm - As tot
Cobertura	1.8 - 4 ø 16.0	1.7 - 8 ø 10.0	2.7 - 6 ø 16.0	1.0 - 8 ø 10.0
Tipo 3	1.1 - 4 ø 12.5	1.3 - 6 ø 10.0	1.7 - 6 ø 12.5	0.8 - 6 ø 10.0
Tipo 2	1.1 - 4 ø 12.5	1.4 - 8 ø 10.0	1.2 - 6 ø 12.5	0.6 - 6 ø 10.0
Tipo 1	1.7 - 6 ø 12.5	1.7 - 6 ø 12.5	1.6 - 8 ø 12.5	1.4 - 6 ø 16.0
Terreo	1.7 - 6 ø 12.5	1.7 - 6 ø 12.5	2.4 - 12 ø 12.5	2.4 - 10 ø 16.0

Com tal detalhamento obtém-se o resumo de materiais apresentado na Tabela 33.

**Tabela 33 - Resumo de materiais dos pilares quadrados**

Peso total + 10% (kg)	1109.7
Volume concreto (m³)	7.6
Área de forma (m²)	134.8
Consumo de aço (kgf/m³)	165.6

Já para o dimensionamento dos pilares retangulares, também realizado no software Eberick, tem-se o resultado apresentado na Tabela 34.

**Tabela 34 - Resultado de armadura para pilares retangulares**

Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
	%arm - As tot	%arm - As tot	%arm - As tot	%arm - As tot
Cobertura	3.3 - 12 ø 12.5	2.1 - 4 ø 16.0	2.7 - 6 ø 16.0	1.2 - 6 ø 12.5
Tipo 3	2.1 - 12 ø 10.0	2.0 - 6 ø 12.5	2.1 - 12 ø 10.0	0.8 - 4 ø 12.5
Tipo 2	2.7 - 6 ø 16.0	2.4 - 14 ø 10.0	2.6 - 18 ø 10.0	2.0 - 12 ø 12.5
Tipo 1	3.3 - 12 ø 12.5	3.8 - 14 ø 12.5	3.0 - 8 ø 16.0	3.9 - 14 ø 16.0
Terreo	3.3 - 12 ø 12.5	3.8 - 14 ø 12.5	3.2 - 10 ø 16.0	3.5 - 14 ø 16.0

Tal detalhamento dá um resumo de materiais conforme a Tabela 35.



**Tabela 35 - Resumo de materiais dos pilares retangulares**

Peso total + 10% (kg)	2009.5
Volume concreto (m <sup>3</sup> )	7.5
Área de forma (m <sup>2</sup> )	141.4
Consumo de aço (kgf/m <sup>3</sup> )	292.4

Como pode-se ver na diferença entre os resumos apesar de os pilares quadrados apresentarem apenas 0,1 m<sup>3</sup> a mais de concreto o consumo de aço foi muito menor, mostrando-se uma estrutura mais econômica. A diferença de aço é exorbitante, onde a estrutura de pilares retangulares apresentou quase o dobro do peso total de aço.

No parâmetro área de forma, também existe uma pequena diferença. Apesar de os pilares quadrados apresentarem um volume de concreto um pouco maior a área de forma é menor que a área de forma necessária para os pilares retangulares. Tal situação ocorre pois como os pilares são retangulares é normal que tenham maior área em contato com o ar. Contudo, a diferença é de apenas 6,6 m<sup>2</sup>, o que gera uma economia insignificante.

Com base nesses resultados, caso o projeto arquitetônico permita, a opção por utilizar pilares quadrados nesse projeto é mais vantajosa e econômica, já que se tem uma grande economia em peso de aço. Contudo, tal ideia é aplicável a essa estrutura, não se podendo concluir que o mesmo ocorrerá para todas as estruturas.

Abaixo são apresentados os cálculos realizados por métodos manuais com o auxílio de planilhas eletrônicas e ábacos de modo a compará-los com os valores obtidos no software.

## **6.2. Esforços considerados para o modelo no software Ftool**

Para consideração das ações no software Ftool foram avaliadas quatro situações. Essas situações são os esforços verticais em conjunto com as cargas de vento vindo nas direções das fachadas esquerda, direita, superior e inferior. Logo, são consideradas quatro ações para quais devemos dimensionar os pilares de forma que resistam aos esforços de todas ações.

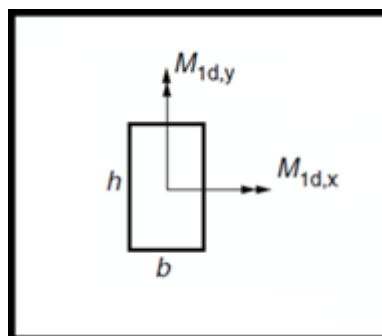
Tais ações ainda devem ser multiplicadas pelo coeficiente adicional  $\gamma_n$  caso os pilares apresentem dimensões menores que 19 cm. Os valores para tal

coeficiente são apresentados na Tabela 13.1 da NBR6118: 2014. Os Pilares P1 e P2 apresentam uma de suas dimensões com 15 cm e devem ter seus esforços solicitantes multiplicados por 1,20. Já os Pilares P5 e P6 apresentam uma de suas dimensões com 18 cm e devem ter seus esforços solicitantes multiplicados por 1,05.

Na Tabela 36, Tabela 37, Tabela 38, e Tabela 39 são apresentados os esforços em cada pilar para cada ação obtida em cada pavimento. São apresentados os esforços axiais, os momentos mínimos de primeira ordem (obtidos conforme item 2.5.1.1 deste trabalho), e os momentos efetivos nos pilares, nesta ordem. Os esforços axiais e os momentos efetivos foram obtidos dos modelos lançados no software Ftool. Os valores já estão multiplicados pelo coeficiente adicional  $\gamma_n$ . Na Figura 28 é apresentada a simbologia para referência, que é a mesma utilizada pela NBR6118: 2014.

Os esforços axiais e os momentos no plano da ação considerada foram obtidos a partir dos pórticos associados com a aplicação do vento considerada. Os momentos no plano perpendicular foram obtidos do pórtico plano perpendicular sem a consideração do vento.

**Figura 28 - Simbologia referência**



Fonte: Elaborado pelo autor

**Tabela 36 - Esforços solicitantes nos pilares com a combinação com V1**

Combinação com V1 (vento da esquerda para direita)				
Nd (kN)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	85,908	120,012	190,302	329,795
Tipo 3	173,544	237,840	383,114	654,465
Tipo 2	260,364	356,592	575,852	976,731
Tipo 1	346,644	475,284	767,834	1295,805
Terreo	431,004	591,504	958,871	1613,367
M1d,mín,xx (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	2,062	2,700	4,282	8,410
Tipo 3	4,165	5,351	8,620	16,689
Tipo 2	6,249	8,558	13,820	26,372
Tipo 1	8,319	11,407	18,428	34,987
Terreo	10,344	14,196	24,451	45,981
M1d,mín,yy (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	1,675	2,340	3,882	6,728
Tipo 3	3,384	4,638	7,816	13,351
Tipo 2	5,077	6,954	11,747	19,925
Tipo 1	6,760	9,268	15,664	26,434
Terreo	8,405	11,534	19,561	32,913
M1dx (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura (T)	20,724	22,104	0,000	59,210
Cobertura (B)	-16,416	-18,780	0,000	-45,896
Tipo 3 (T)	12,564	14,652	0,000	38,010
Tipo 3 (B)	-13,020	-13,848	0,000	-36,593
Tipo 2 (T)	13,236	20,880	0,000	55,682
Tipo 2 (B)	-12,996	-19,224	0,000	-51,839
Tipo 1 (T)	11,976	16,740	0,000	50,736
Tipo 1 (B)	-11,208	-15,912	0,000	-48,101
Terreo (T)	12,996	18,768	0,000	55,167
Terreo (B)	-6,504	-9,384	0,000	-40,940

M1dy (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura (T)	13,356	6,756	30,251	0,000
Cobertura (B)	-12,156	-6,288	-26,450	0,000
Tipo 3 (T)	10,056	6,672	21,399	0,000
Tipo 3 (B)	-10,188	-6,672	-21,452	0,000
Tipo 2 (T)	9,636	8,664	24,329	0,000
Tipo 2 (B)	-9,672	-8,628	-23,919	0,000
Tipo 1 (T)	8,820	9,060	21,368	0,000
Tipo 1 (B)	-8,484	-8,988	-20,045	0,000
Terreo (T)	11,928	9,324	30,335	0,000
Terreo (B)	-5,016	-5,604	-13,503	0,000

**Tabela 37 - Esforços solicitantes nos pilares com a combinação com V2**

Combinação com V2 (vento da direita para esquerda)				
Nd (kN)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	86,220	120,024	190,974	330,309
Tipo 3	174,852	238,104	385,644	659,526
Tipo 2	263,448	357,708	581,826	993,174
Tipo 1	352,104	477,864	778,596	1330,203
Terreo	438,480	595,572	973,529	1662,140
M1d,mín,xx (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	2,069	2,701	4,297	8,423
Tipo 3	4,196	5,357	8,677	16,818
Tipo 2	6,323	8,585	13,964	26,816
Tipo 1	8,450	11,469	18,686	35,915
Terreo	10,524	14,294	24,825	47,371
M1d,mín,yy (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	1,681	2,340	3,896	6,738
Tipo 3	3,410	4,643	7,867	13,454
Tipo 2	5,137	6,975	11,869	20,261
Tipo 1	6,866	9,318	15,883	27,136
Terreo	8,550	11,614	19,860	33,908

M1dx (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura (T)	20,724	22,104	0,000	-55,598
Cobertura (B)	-16,416	-18,780	0,000	43,932
Tipo 3 (T)	12,564	14,652	0,000	-26,618
Tipo 3 (B)	-13,020	-13,848	0,000	27,815
Tipo 2 (T)	13,236	20,880	0,000	-35,921
Tipo 2 (B)	-12,996	-19,224	0,000	35,574
Tipo 1 (T)	11,976	16,740	0,000	-24,549
Tipo 1 (B)	-11,208	-15,912	0,000	19,226
Terreo (T)	12,996	18,768	0,000	-50,012
Terreo (B)	-6,504	-9,384	0,000	11,645
M1dy (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura (T)	14,268	5,724	31,605	0,000
Cobertura (B)	-12,876	-5,280	-27,542	0,000
Tipo 3 (T)	12,444	4,044	24,560	0,000
Tipo 3 (B)	-12,372	-4,080	-24,339	0,000
Tipo 2 (T)	12,888	4,248	29,348	0,000
Tipo 2 (B)	-12,768	-4,260	-28,676	0,000
Tipo 1 (T)	12,948	3,648	27,573	0,000
Tipo 1 (B)	-12,720	-3,564	-26,324	0,000
Terreo (T)	13,764	6,108	33,243	0,000
Terreo (B)	-7,824	-2,112	-18,281	0,000

**Tabela 38 - Esforços solicitantes nos pilares com a combinação com V3**

Combinação com V3 (vento de cima para baixo)				
Nd (kN)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	90,252	131,388	171,486	317,153
Tipo 3	182,076	265,572	338,247	627,795
Tipo 2	271,164	399,528	507,854	938,837
Tipo 1	358,308	532,584	678,573	1249,605
Terreo	443,496	663,276	848,285	1558,988

M1d,mín,xx (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	2,166	2,956	3,858	8,087
Tipo 3	4,370	5,975	7,611	16,009
Tipo 2	6,508	9,589	12,188	25,349
Tipo 1	8,599	12,782	16,286	33,739
Terreo	10,644	15,919	21,631	44,431
M1d,mín,yy (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	1,760	2,562	3,498	6,470
Tipo 3	3,550	5,179	6,900	12,807
Tipo 2	5,288	7,791	10,360	19,152
Tipo 1	6,987	10,385	13,843	25,492
Terreo	8,648	12,934	17,305	31,803
M1dx (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura (T)	19,392	21,024	1,743	57,404
Cobertura (B)	-16,176	-18,180	-1,449	-44,919
Tipo 3 (T)	8,640	11,928	4,106	32,319
Tipo 3 (B)	-10,224	-11,928	-3,455	-32,204
Tipo 2 (T)	8,304	16,044	8,264	45,801
Tipo 2 (B)	-8,952	-15,600	-7,329	-43,712
Tipo 1 (T)	5,388	10,752	9,440	37,643
Tipo 1 (B)	-3,732	-8,904	-9,776	-33,663
Terreo (T)	12,000	18,228	4,274	52,595
Terreo (B)	-0,264	-3,384	-11,697	-26,292
M1dy (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura (T)	13,812	6,240	30,933	1,365
Cobertura (B)	-12,516	-5,784	-26,996	-1,166
Tipo 3 (T)	11,244	5,352	22,974	3,413
Tipo 3 (B)	-11,280	-5,376	-22,890	-3,234
Tipo 2 (T)	11,268	6,456	26,838	5,471
Tipo 2 (B)	-11,220	-6,444	-26,292	-5,355
Tipo 1 (T)	10,884	6,348	24,476	6,510
Tipo 1 (B)	-10,608	-6,276	-23,184	-6,500
Terreo (T)	12,840	7,716	31,794	3,717
Terreo (B)	-6,420	-3,864	-15,897	-5,103

**Tabela 39 - Esforços solicitantes nos pilares com a combinação com V4**

Combinação com V4 (vento de baixo para cima)				
Nd (kN)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	91,296	132,216	171,486	317,153
Tipo 3	186,432	269,076	338,247	627,795
Tipo 2	282,048	408,300	507,854	938,837
Tipo 1	378,336	548,724	678,573	1249,605
Terreo	470,976	685,428	848,285	1558,988
M1d,mín,xx (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	2,191	2,975	3,858	8,087
Tipo 3	4,474	6,054	7,611	16,009
Tipo 2	6,769	9,799	12,188	25,349
Tipo 1	9,080	13,169	16,286	33,739
Terreo	11,303	16,450	21,631	44,431
M1d,mín,yy (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura	1,780	2,578	3,498	6,470
Tipo 3	3,635	5,247	6,900	12,807
Tipo 2	5,500	7,962	10,360	19,152
Tipo 1	7,378	10,700	13,843	25,492
Terreo	9,184	13,366	17,305	31,803
M1dx (kN.m)				
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
Cobertura (T)	22,044	23,184	1,743	57,404
Cobertura (B)	-16,644	-19,380	-1,449	-44,919
Tipo 3 (T)	16,500	17,376	4,106	32,319
Tipo 3 (B)	-15,828	-15,768	-3,455	-32,204
Tipo 2 (T)	18,168	25,716	8,264	45,801
Tipo 2 (B)	-17,028	-22,848	-7,329	-43,712
Tipo 1 (T)	18,576	22,728	9,440	37,643
Tipo 1 (B)	-18,696	-22,920	-9,776	-33,663
Terreo (T)	13,980	19,320	4,274	52,595
Terreo (B)	-12,720	-15,384	-11,697	-26,292

Pavimento \ Pilar	M1dy (kN.m)			
	P1	P2	P5	P6
Cobertura (T)	13,812	6,240	30,933	1,365
Cobertura (B)	-12,516	-5,784	-26,996	-1,166
Tipo 3 (T)	11,244	5,352	22,974	3,413
Tipo 3 (B)	-11,280	-5,376	-22,890	-3,234
Tipo 2 (T)	11,268	6,456	26,838	5,471
Tipo 2 (B)	-11,220	-6,444	-26,292	-5,355
Tipo 1 (T)	10,884	6,348	24,476	6,510
Tipo 1 (B)	-10,608	-6,276	-23,184	-6,500
Terreo (T)	12,840	7,716	31,794	3,717
Terreo (B)	-6,420	-3,864	-15,897	-5,103

### 6.3. Dimensionando dos pilares usando planilhas eletrônicas

Em planilhas eletrônicas são montadas as envoltórias dos pilares para cada ação a eles aplicados, com os momentos efetivos, os momentos de 1ª ordem, os momentos de 2ª ordem quando aplicáveis, e a envoltória resistente da armadura utilizada. Dessa forma, haverão 4 envoltórias para cada lance de pilar, uma envoltória para a consideração do vento em cada direção. Um exemplo de aplicação da planilha desenvolvida é apresentado no Apêndice C.

Um detalhe de cálculo relevante de se citar ocorre em situações onde os momentos mínimos de 1ª ordem são maiores que os momentos efetivos no topo e na base do pilar em uma ou duas direções. Nesses casos,  $\alpha_b$  foi considerado igual a 1 para efeito de cálculo do momento de segunda ordem localizado na seção entre o topo e a base do pilar. O procedimento mais adequado seria utilizar o valor de  $\alpha_b$  calculado sem a consideração dos momentos mínimos. Contudo esse valor é utilizado por estar a favor da segurança.

Os cálculos realizados ocorrem da seguinte forma. Primeiramente a armadura é dimensionada para uma combinação. Em seguida essa armadura obtida é avaliada para as outras combinações, e caso ela não tenha área de aço suficiente então a armadura é redimensionada até que satisfaça todas as ações. Na Tabela 40 são apresentados os resultados obtidos para cada pilar. Em seguida, da Figura 29 à Figura 48 são apresentadas as envoltórias respectivas às combinações de ações mais exigentes (as quais foram utilizadas para o dimensionamento). As envoltórias



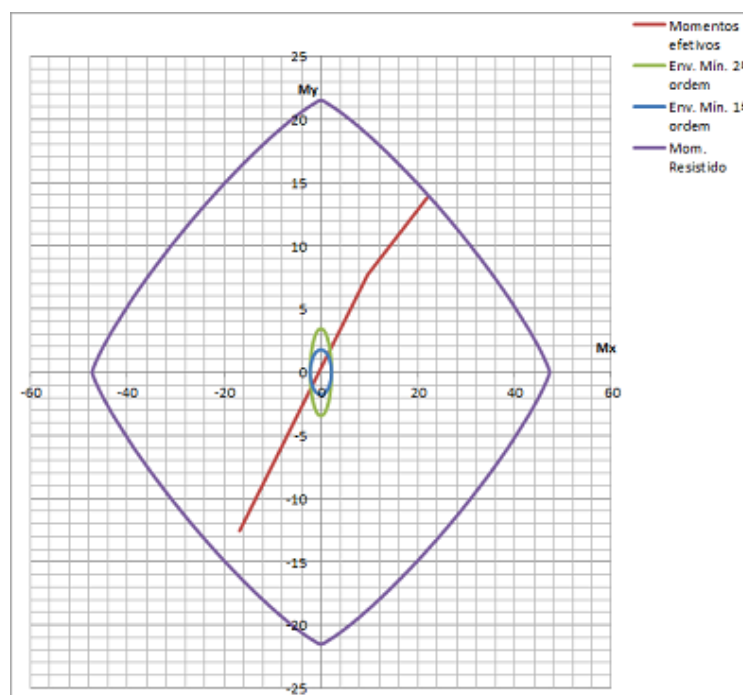
restantes estão apresentadas no Apêndice D. Caso a envoltória mínima não esteja sendo mostrada então os efeitos locais de segunda ordem puderam ser desprezados.

**Tabela 40 - Resultado de armadura para pilares retangulares**

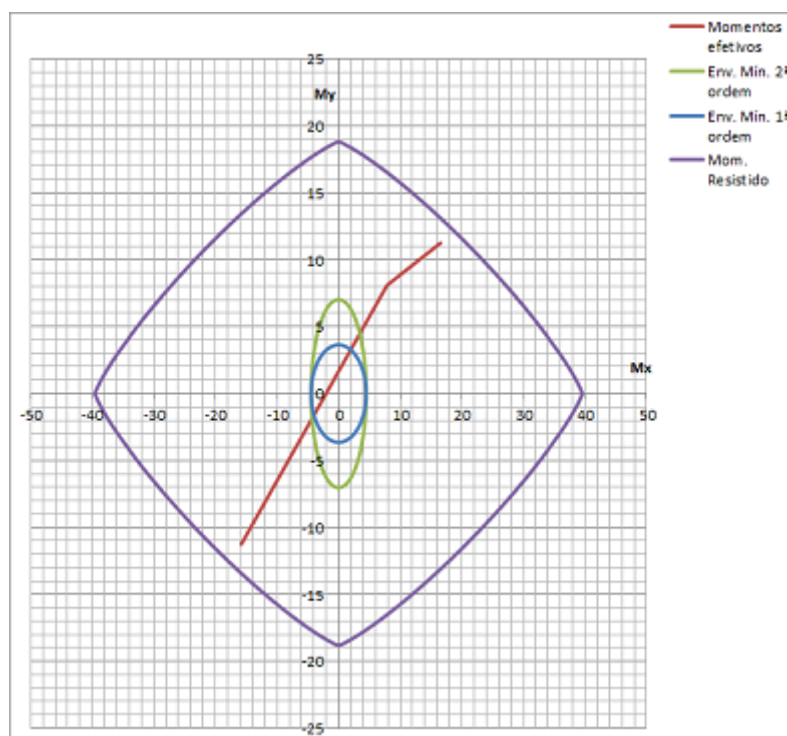
Pavimento \ Pilar	P1	P2	P5	P6
	%arm - As tot	%arm - As tot	%arm - As tot	%arm - As tot
Cobertura	2.18 - 8 $\varnothing$ 12.5	1.96 - 6 $\varnothing$ 12.5	2.18 - 8 $\varnothing$ 12.5	1.56 - 8 $\varnothing$ 12.5
Tipo 3	1.40 - 8 $\varnothing$ 10.0	1.96 - 6 $\varnothing$ 12.5	1.64 - 6 $\varnothing$ 12.5	1.17 - 6 $\varnothing$ 12.5
Tipo 2	1.05 - 6 $\varnothing$ 10.0	1.64 - 6 $\varnothing$ 12.5	1.82 - 8 $\varnothing$ 12.5	1.70 - 10 $\varnothing$ 12.5
Tipo 1	1.40 - 8 $\varnothing$ 10.0	2.18 - 8 $\varnothing$ 12.5	2.27 - 10 $\varnothing$ 12.5	3.49 - 8 $\varnothing$ 20.0
Térreo	1.64 - 6 $\varnothing$ 12.5	4.47 - 10 $\varnothing$ 16.0	2.55 - 8 $\varnothing$ 16.0	3.10 - 8 $\varnothing$ 20.0

A escolha da armadura foi feita por tentativa e erro. Monta-se a envoltória e então se observa se o momento resistido não é superado pelos momentos mínimos ou pelos momentos efetivos em nenhum ponto. Dessa forma pode-se observar qual foi o fator significativo para o dimensionamento, os momentos efetivos ou os momentos mínimos.

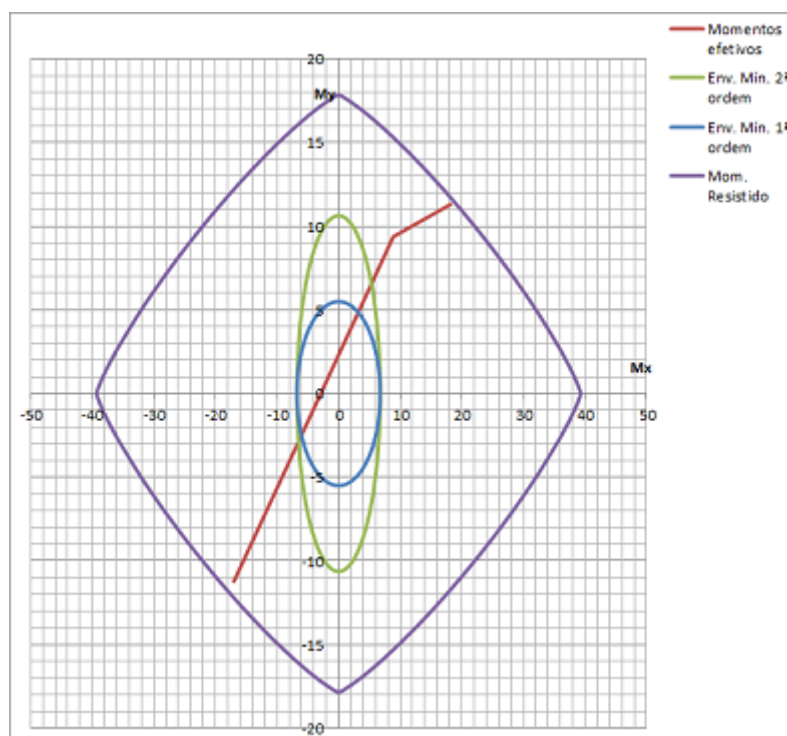
Para as envoltórias referentes ao pilar P1, que são mostradas da Figura 29 à Figura 33, verificou-se que a combinação de ações mais exigente foi a combinação com o vento V4. Contudo, as envoltórias com a combinação que apresenta também o vento V3 tiveram resultados similares.

**Figura 29 - Env. P1 no pav. “Cobertura” sobre combinação de ações com V4**

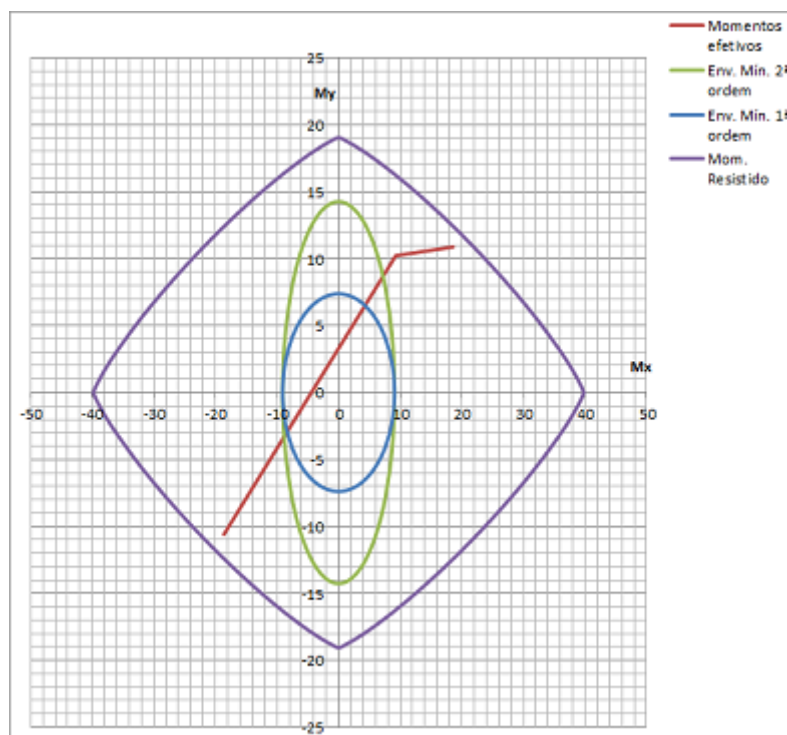
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 30 - Env. P1 no pav. “Tipo 3” sobre combinação de ações com V4**

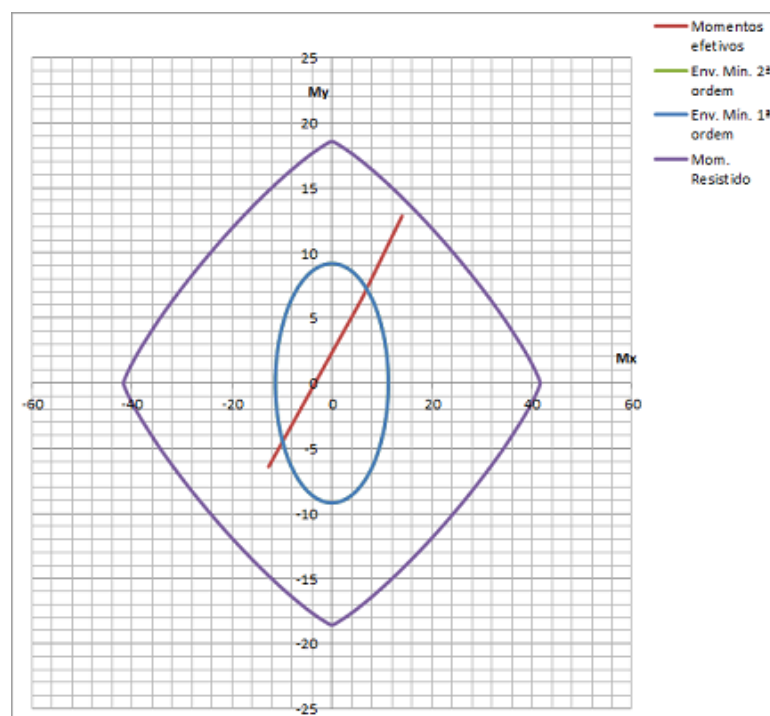
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 31 - Env. P1 no pav. "Tipo 2" sobre combinação de ações com V4**

Fonte: Elaborado pelo autor

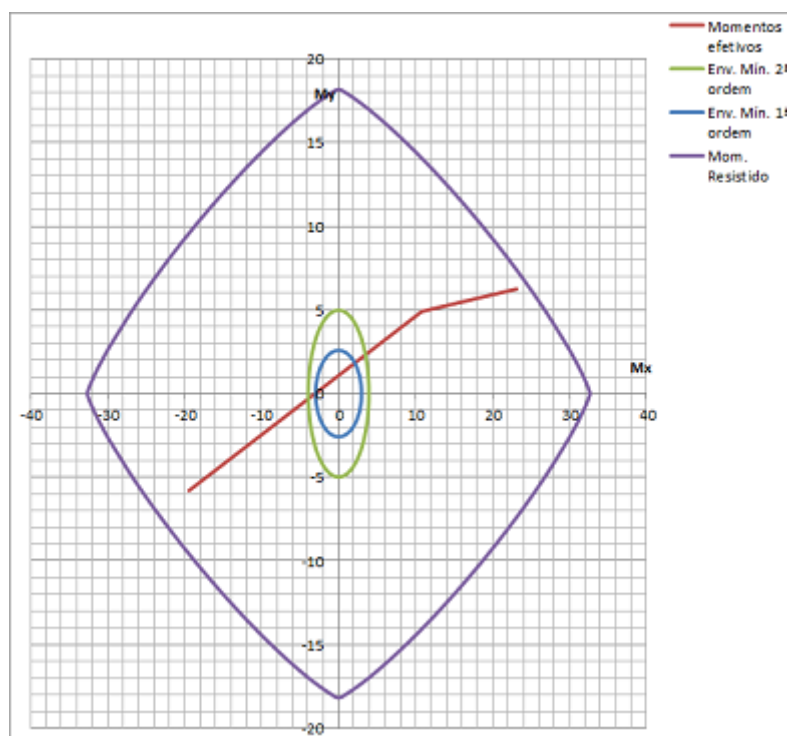
**Figura 32 - Env. P1 no pav. "Tipo 1" sobre combinação de ações com V4**

Fonte: Elaborado pelo autor

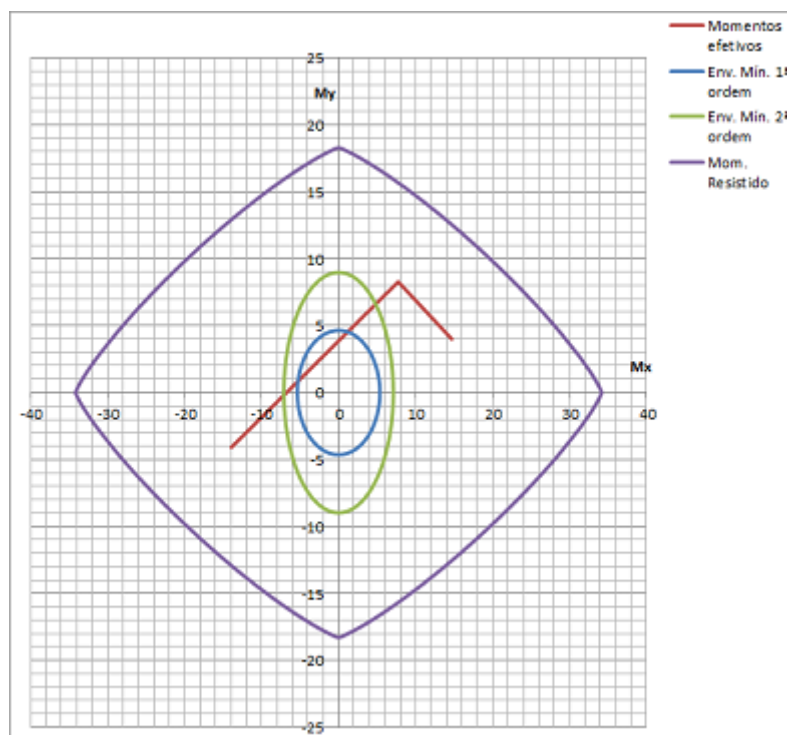
**Figura 33 - Env. P1 no pav. "Térreo" sobre combinação de ações com V4**

Fonte: Elaborado pelo autor

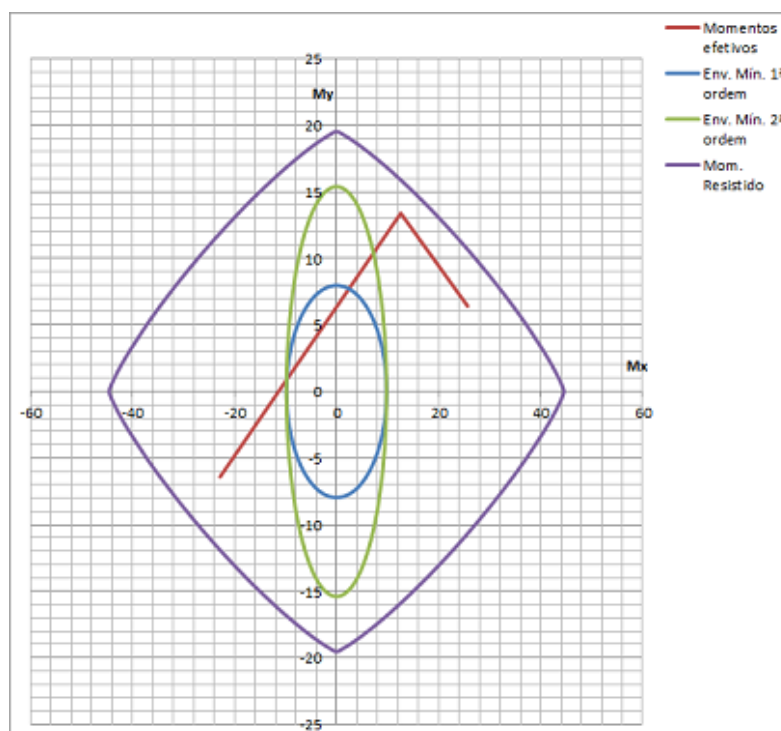
Para as envoltórias referentes ao pilar P2, que são mostradas da Figura 34 à Figura 38, verificamos que os momentos mínimos de 2ª ordem são significativos nos pavimentos “Tipo”. Tal comportamento se difere do ocorrido no pilar P1, pois o pilar P1 se trata de um pilar de canto, tendo momentos efetivos importantes. Já o pilar P2 se trata de um pilar de borda onde sua maior dimensão é perpendicular a esta borda. Tal configuração pode fazer com que os momentos mínimos sejam mais significativos que os momentos efetivos. Contudo, pode-se verificar pela Figura 37 que tanto os momentos efetivos quanto os momentos mínimos de 2ª ordem foram significativos para o dimensionamento do pilar.

**Figura 34 - Env. P2 no pav. "Cobertura" sobre combinação de ações com V4**

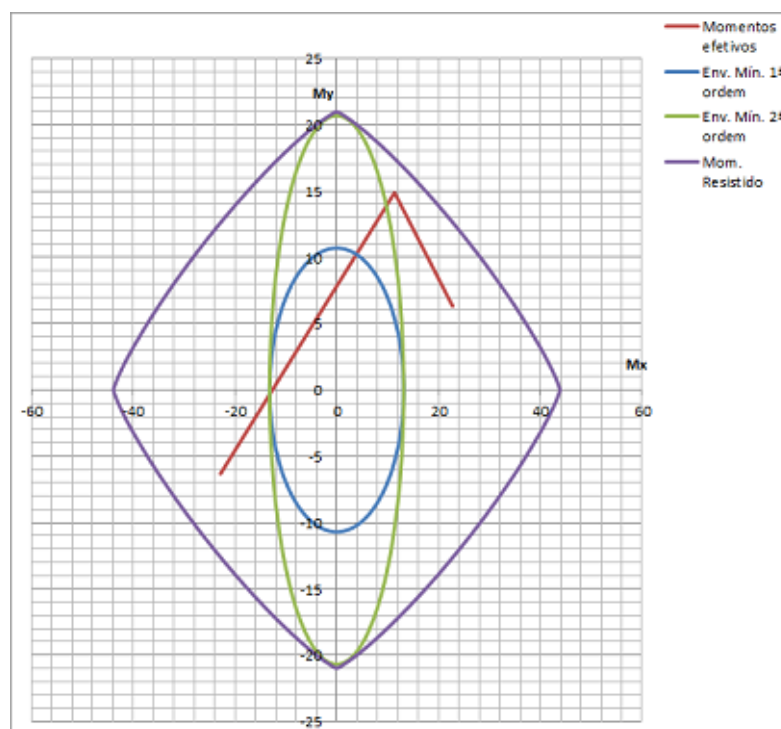
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 35 - Env. P2 no pav. "Tipo 3" sobre combinação de ações com V2**

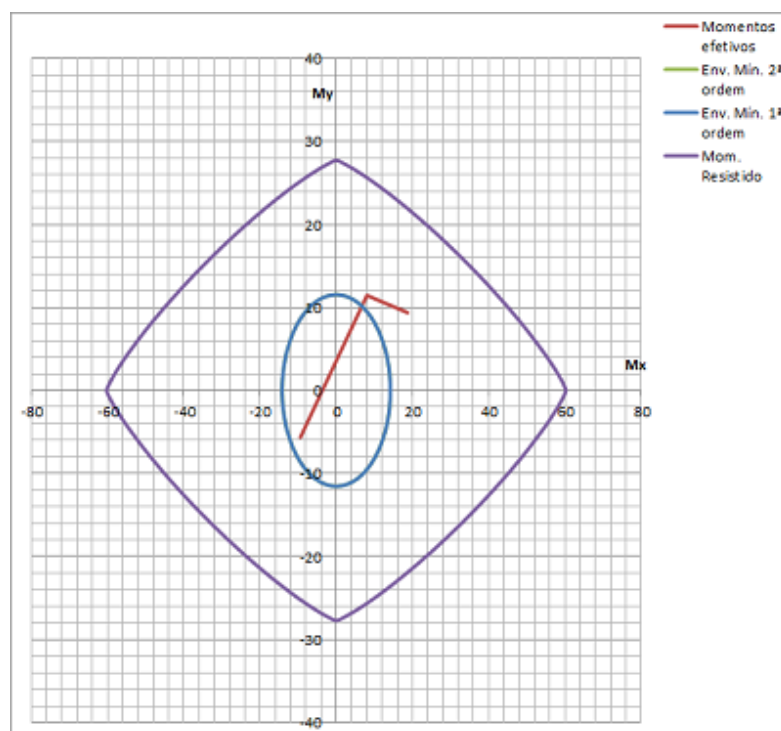
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 36 - Env. P2 no pav. "Tipo 2" sobre combinação de ações com V4**

Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 37 - Env. P2 no pav. "Tipo 1" sobre combinação de ações com V4**

Fonte: Elaborado pelo autor

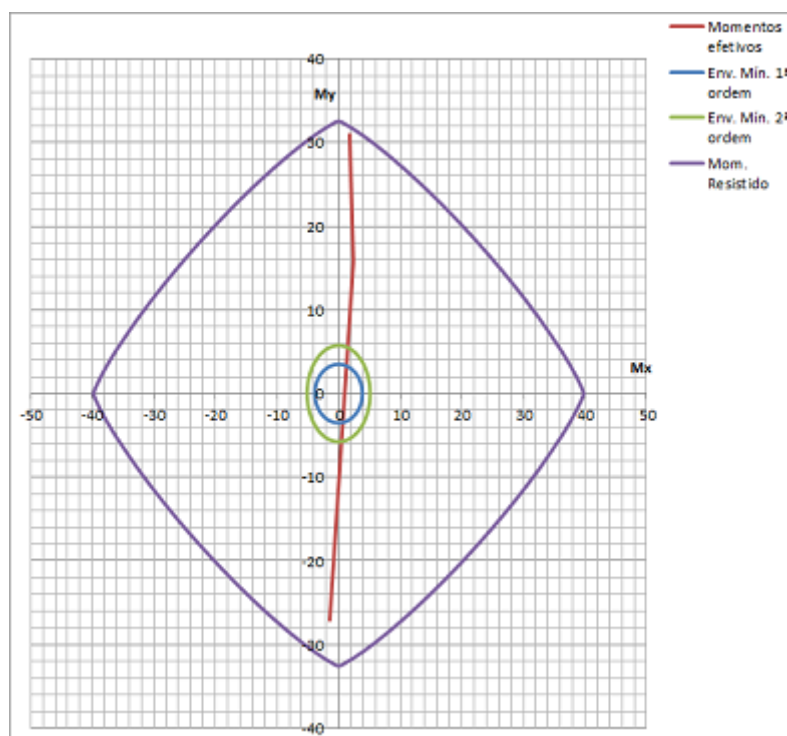
**Figura 38 - Env. P2 no pav. "Térreo" sobre combinação de ações com V1**

Fonte: Elaborado pelo autor

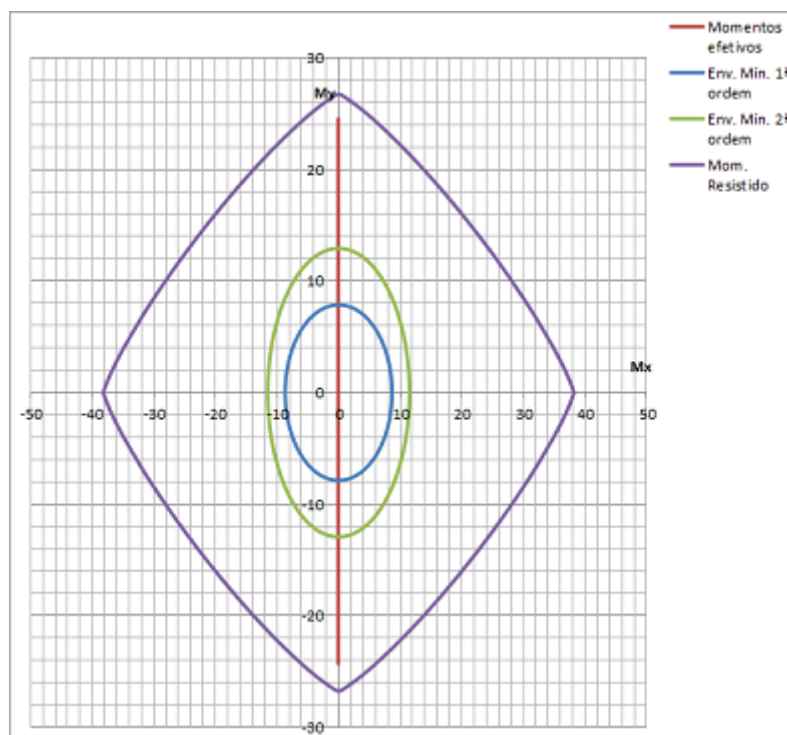
Para as envoltórias referentes ao pilar P5, que são mostradas da Figura 39 à Figura 43, notamos que tanto a envoltória com a ação dos ventos V3/V4 (devido à simetria da estrutura V3 e V4 têm o mesmo efeito) quando a envoltória com a ação do vento V2 foram significativas para o dimensionamento do Pilar. Diferente do pilar P2 porém, os momentos mínimos não causaram uma grande diferença no dimensionamento.

Como pode-se ver na Figura 39 os momentos mínimos são menos significante no topo da estrutura. Isso ocorre pois os momentos efetivos são maiores no topo da estrutura, onde as cargas do vento são mais relevantes.

Outra questão importante de se notar, devido ao pilar estar no meio da estrutura, com lançamentos simétricos acima e abaixo (tendo como referência a vista superior da Figura 12, por exemplo) o momento  $M_x$  gerado é muito reduzido, e ocorre somente em situações de carregamento com V3 ou V4. Como pode ser visto na Figura 40, por exemplo, onde o vento atuando é o V2, os momentos efetivos tem o valor de  $M_x$  igual a zero.

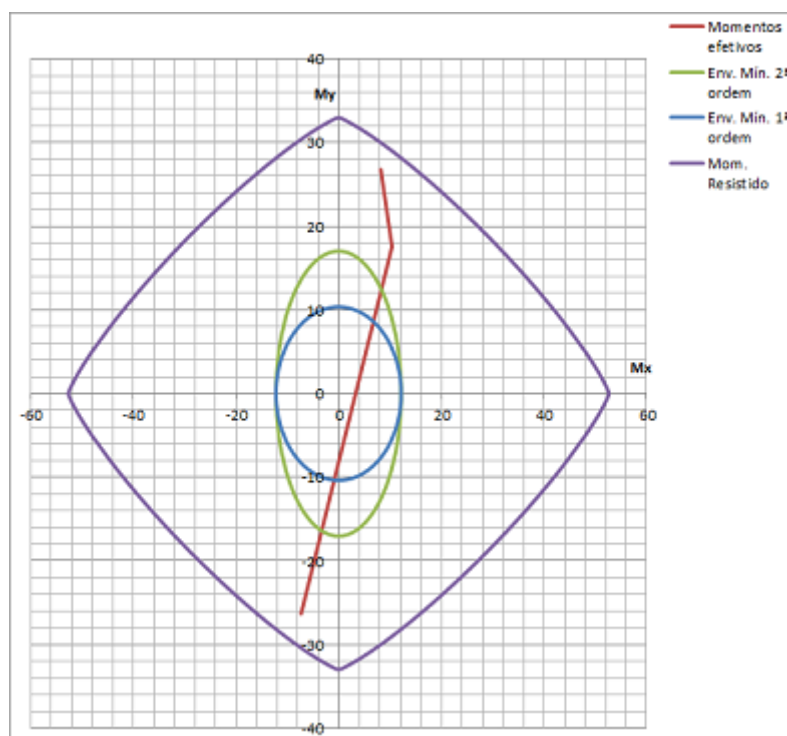
**Figura 39 - Env. P5 no pav. "Cobertura" sobre combinação de ações com V3/V4**

Fonte: Elaborado pelo autor

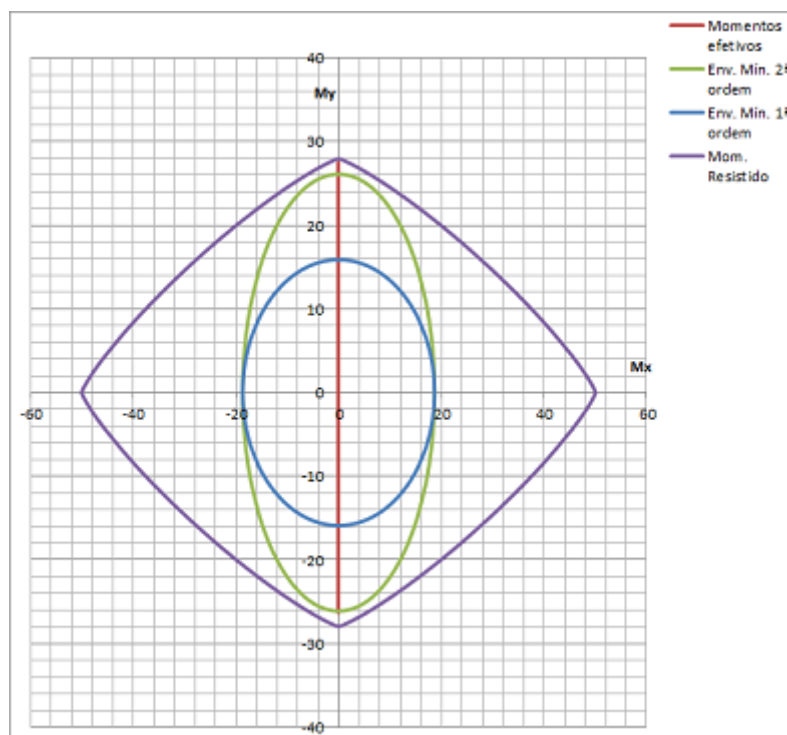
**Figura 40 - Env. P5 no pav. "Tipo 3" sobre combinação de ações com V2**

Fonte: Elaborado pelo autor

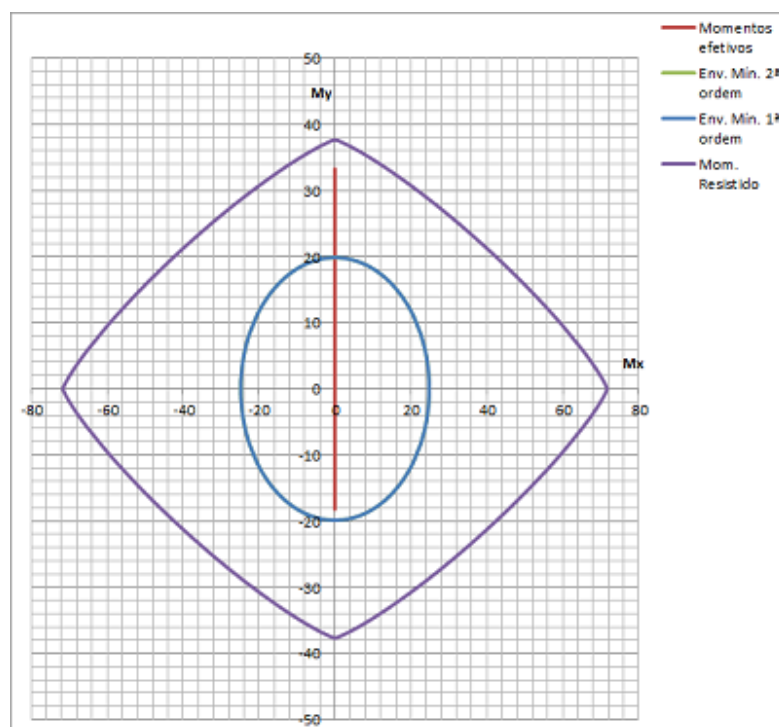


**Figura 41 - Env. P5 no pav. "Tipo 2" sobre combinação de ações com V3/V4**

Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 42 - Env. P5 no pav. "Tipo 1" sobre combinação de ações com V2**

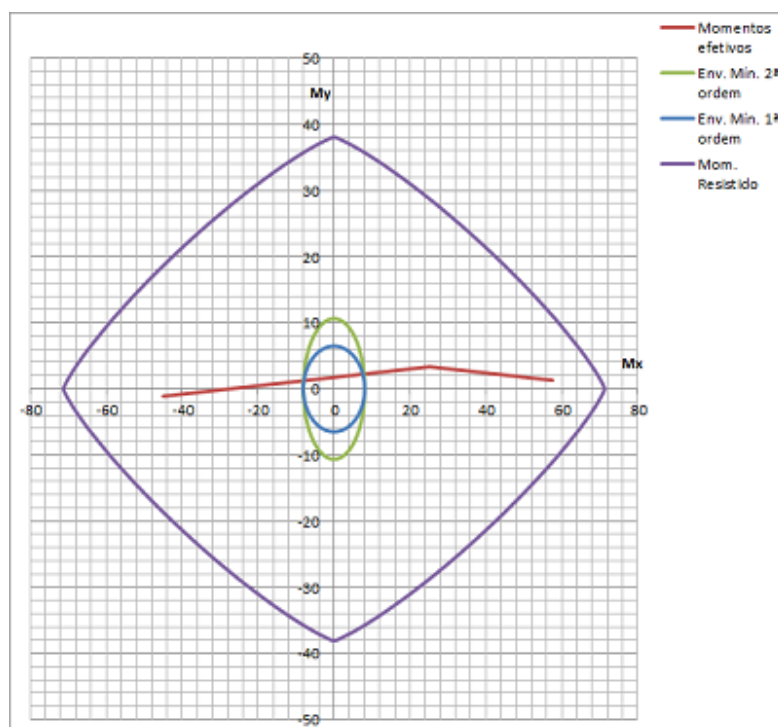
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 43 - Env. P5 no pav. "Térreo" sobre combinação de ações com V2**

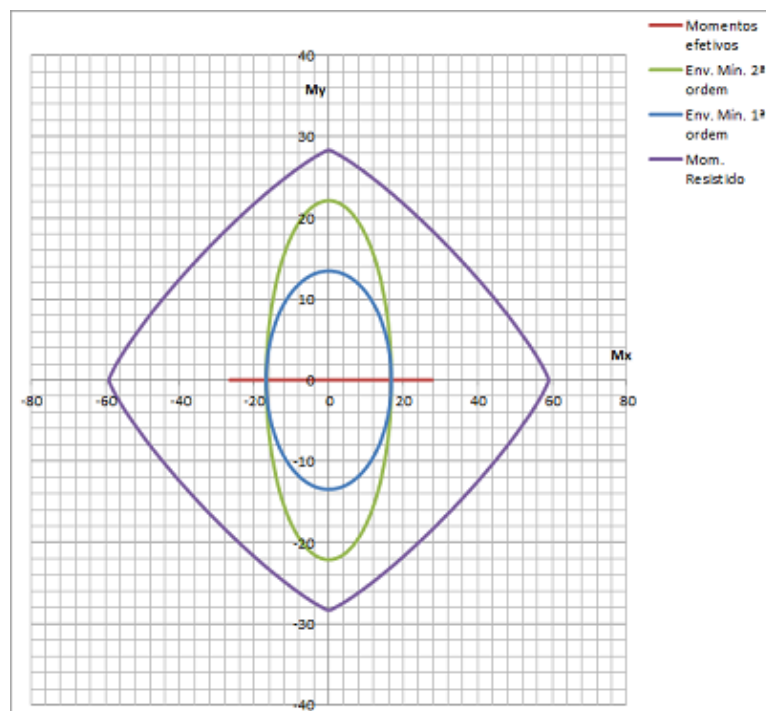
Fonte: Elaborado pelo autor

Para as envoltórias referentes ao pilar P6, que são mostradas da Figura 44 à Figura 48. De forma similar ao P5, como o pilar P6 encontra-se no meio da estrutura, com lançamentos simétricos acima e abaixo, ele apresenta baixos valores de momentos efetivos em uma de suas direções. Como o pilar P6 está girado  $90^\circ$  em relação ao pilar P5, é esperado que os valores em  $M_y$  sejam próximos de zero. De fato, a maioria das seções é dimensionada devido aos momentos mínimos como pode ser visto da Figura 45 à Figura 48. O único pilar que tem dimensionamento baseado nos momentos efetivos é o pilar do topo da estrutura, como pode ser visto na Figura 44.

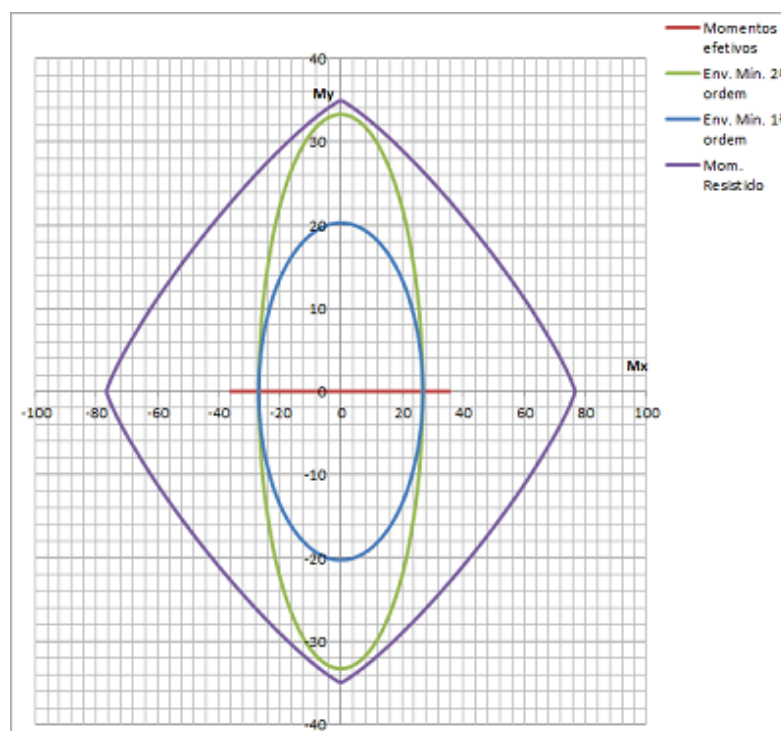
Outra questão válida de levantar, devido a simetria da estrutura, o pilar é pouco exigido em sua direção que resiste menos, referente a  $M_y$ . Assim, o pilar é dimensionado devido aos momentos mínimos.

**Figura 44 - Env. P6 no pav. "Cobertura" sobre combinação de ações com V3/V4**

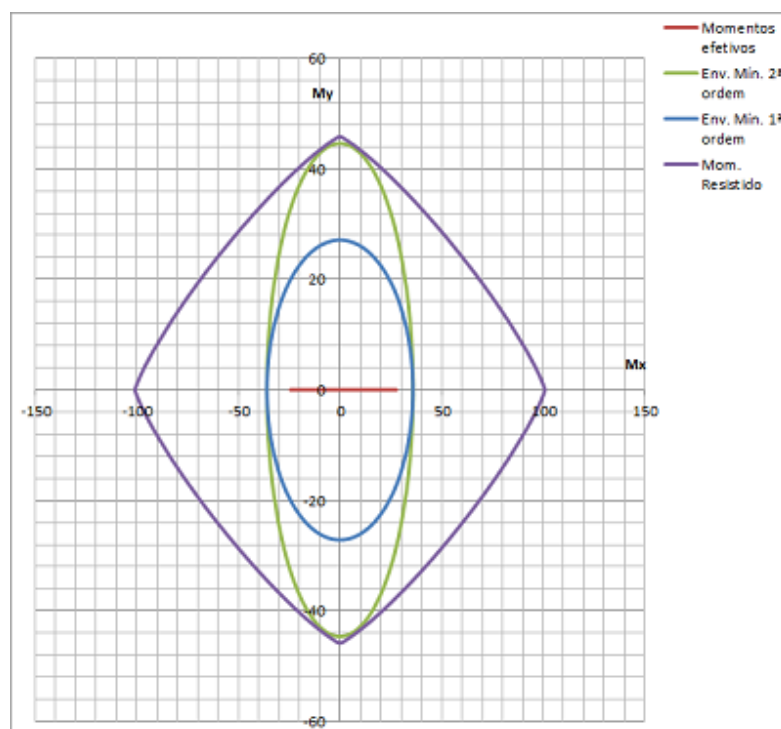
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 45 - Env. P6 no pav. "Tipo 3" sobre combinação de ações com V2**

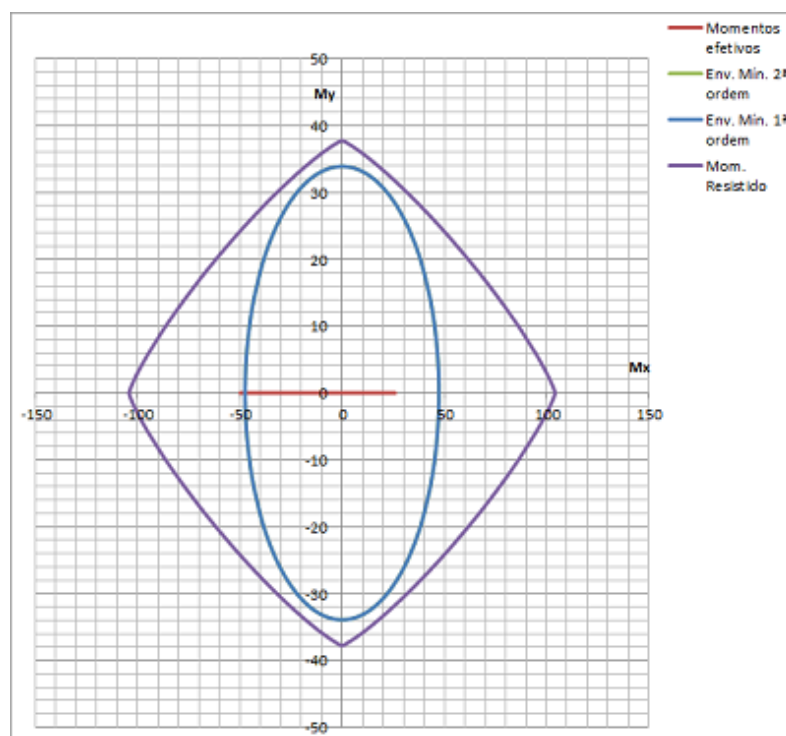
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 46 - Env. P6 no pav. "Tipo 2" sobre combinação de ações com V2**

Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 47 - Env. P6 no pav. "Tipo 1" sobre combinação de ações com V2**

Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 48 - Env. P6 no pav. "Térreo" sobre combinação de ações com V2**

Fonte: Elaborado pelo autor

Comparando os resultados de armadura obtidos com os valores obtidos no software Eberick para pilares retangulares podem-se notar pilares mais armados no programa do que nos resultados obtidos por métodos manuais. De fato, os únicos pilares calculados por métodos manuais que apresentaram um percentual de armadura maior foram o P2 no pavimento “Térreo”, e o P6 nos pavimentos “Cobertura” e “Tipo 3”.

Tal situação pode ter ocorrido pois o número de combinações consideradas no software Eberick é maior do que apenas as 4 combinações consideradas nos métodos manuais. O método de análise estrutural utilizado no programa também é diferente do método utilizado manualmente, o que gerou uma divisão dos esforços similar, não igual entre os dois métodos.

Contudo, apesar de os valores obtidos manualmente estarem um pouco menores em todos os pilares, a diferença é mais significativa nos pilares P1 e P2. Tal diferença já era esperada, pois percebeu-se que os esforços nos elementos obtidos pelos métodos manuais se concentrou mais no centro da estrutura (pilares P5 e P6) enquanto que os esforços obtidos no software Eberick as cargas não se

concentraram tanto no centro da estrutura, teve-se uma divisão mais distribuída com os pórticos externos da estrutura.

Mesmo obtendo valores maiores no programa, a variação da armadura entre um pavimento e outro é similar, o que mostra compatibilidade entre os valores obtidos.

## **7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO**

A realização deste trabalho possibilitou adquirir diversos conhecimentos novos nas áreas de estruturas de concreto armado e de reforçar os conhecimentos já existentes.

Com a análise global da estrutura percebeu-se o quanto importante é a análise da estrutura como um todo, que influenciou diretamente na escolha das seções das peças de concreto armado. Como visto neste presente trabalho, o pré-dimensionamento da estrutura apresentou pilares de seções usuais e aceitáveis, contudo ao se analisar a estrutura globalmente percebeu-se a necessidade do aumento dessas seções de modo a se obter uma estrutura onde os esforços de segunda ordem pudessem ser desprezados.

De fato, caso se utilizasse um dimensionamento estrutural sem a consideração do vento e dos efeitos globais, um método de pavimentos isolados onde apenas a carga vertical é transmitida, por exemplo, os resultados seriam mais econômicos, contudo o modelo estaria muito distante do comportamento estrutural desejado.

Referente à questão das seções dos pilares, ficou claro que para essa estrutura em questão a utilização de pilares quadrados traria grande economia. Contudo, tal conceito não pode ser generalizado para todas as estruturas, assim cada estrutura deve ser avaliada de modo a se obter o modelo mais eficiente dentro das possibilidades de lançamento estrutural. Apesar disso, existem projetistas que utilizam pilares retangulares sem avaliar modelos de pilares quadrados mesmo quando o projeto arquitetônico permite a utilização de tais pilares. Os pilares retangulares acabam sendo usados nesses casos talvez por ser o tipo de pilar usualmente encontrado, passando a ideia de ser o mais eficiente, o que nem sempre é o caso. Deve-se lembrar que a geometria dos pilares afeta não só seu próprio dimensionamento e a estabilidade global, mas também o dimensionamento das vigas.

No dimensionamento dos pilares foi possível aplicar metodologias não estudadas anteriormente, permitindo uma boa absorção de conhecimento. Foi possível verificar situações onde o pilar é dimensionado devido aos momentos

mínimos e onde o pilar é dimensionado devido aos momentos solicitantes. Tais conceitos tem aplicação direta para a realização de projetos, seja qual for o método utilizado (manuais ou programas).

Todos os conceitos tratados nesse trabalho têm aplicação direta na profissão de um engenheiro projetista de estruturas de concreto armado.

Para futuros trabalhos com a mesma temática segue a sugestão de realizar o dimensionamento de pilares quadrados através de ábacos e planilhas, de modo a se visualizar as envoltórias de carregamento de pilares quadrados, da mesma forma que foram apresentados para os pilares retangulares neste trabalho.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações**, NBR 6123, Rio de Janeiro, RJ: 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de estrutura de concreto - Procedimento**, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ: 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de estrutura de concreto - Procedimento**, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ: 2003.

KOERICH, Rodrigo Broering. **Conceitos de Estabilidade Global para Projetos de Edifícios - Material de apoio**. Florianópolis, SC: 2011.

KOERICH, Rodrigo Broering. **Concepção e Lançamento do Projeto Estrutural**. Florianópolis, SC: 2012.

PINTO, Rivelli da Silva. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. São Carlos, SP: 1997.

PIRES, Gustavo Menegusso. **Estudo do Pré-dimensionamento de Pilares**. Ijuí, RS: 2011.

MARGARIDO, Aluizio Fontana. **Fundamentos de estruturas: um programa para arquitetos e engenheiros que se iniciam no estudo das estruturas**. São Paulo, SP: 2001.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2003**. São Carlos, SP: 2010.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Disciplina: 1309 - Estruturas de concreto II, Notas de aula, Pilares de concreto armado.** Bauru, SP: 2005.

IBRACON. **Comentários técnicos e exemplos de aplicação da NB-1, NBR 6118: 2003 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** São Paulo, SP: 2006.

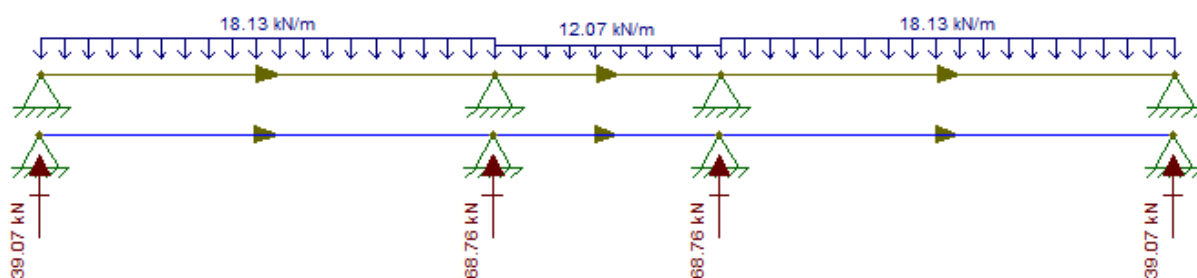
RIBEIRO, Kleyser. **Ábacos para o dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta normal.** Florianópolis, SC: 2011.

## APÊNDICES

### Apêndice A - Carregamento das vigas

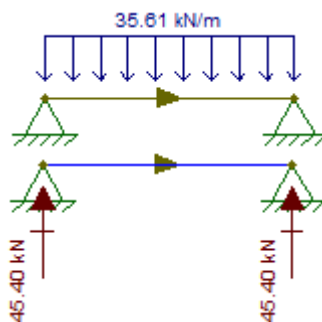
Aplicando os esforços das vigas apresentados no item 4.2.3 obtemos as reações apresentadas nas imagens abaixo. Primeiramente apresentamos o carregamento aplicado e em seguida as reações obtidas nos apoios.

**Figura 49 - Carregamento e reação nos apoios nas vigas V1 e V5**

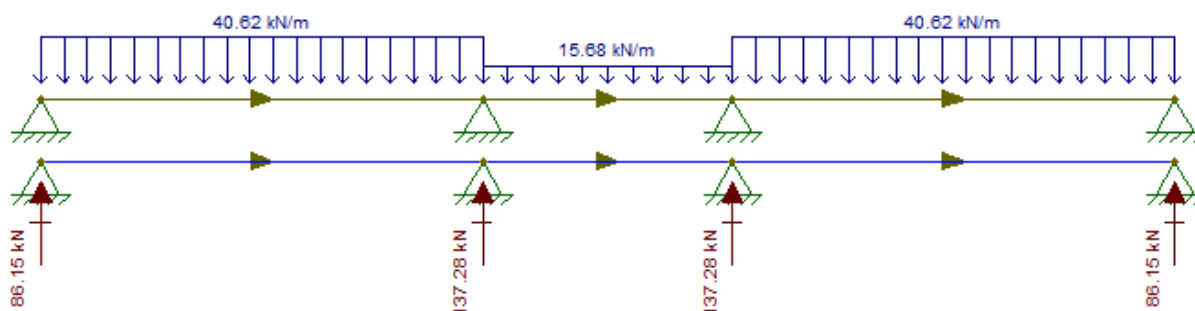


Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

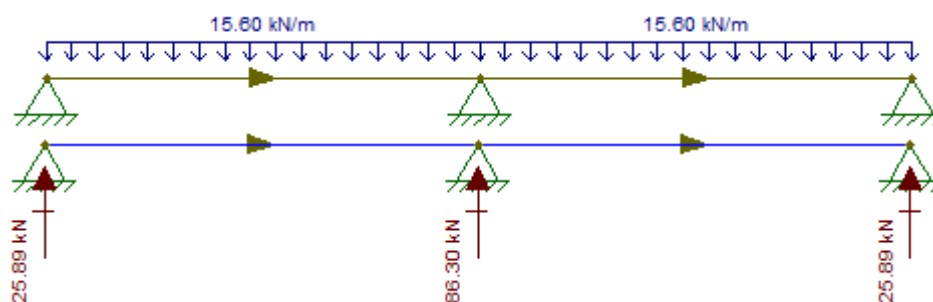
**Figura 50 - Carregamento e reação nos apoios nas vigas V2 e V4**



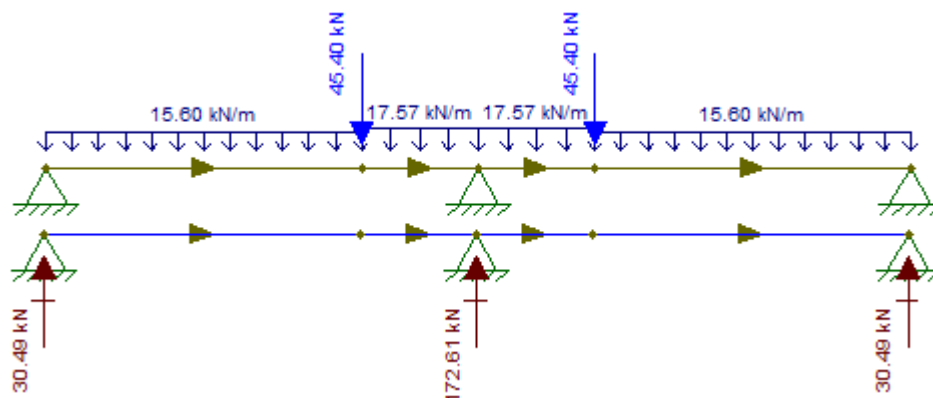
Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

**Figura 51 - Carregamento e reação nos apoios na viga V3**

Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

**Figura 52 - Carregamento e reação nos apoios nas vigas V6 e V9**

Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

**Figura 53 - Carregamento e reação nos apoios nas vigas V7 e V8**

Fonte: Programa Ftool com dados elaborados pelo autor

**Apêndice B - Resultados obtidos para o prédimensionamento da estrutura**

Utilizando as seções de pilares quadrados de acordo com os valores obtidos no pré-dimensionamento dos mesmos no item 4.1.2, obtivemos os seguintes resultados no software Eberick:

**Tabela 41 - Gama Z para pilares quadrados pré-dimensionados**

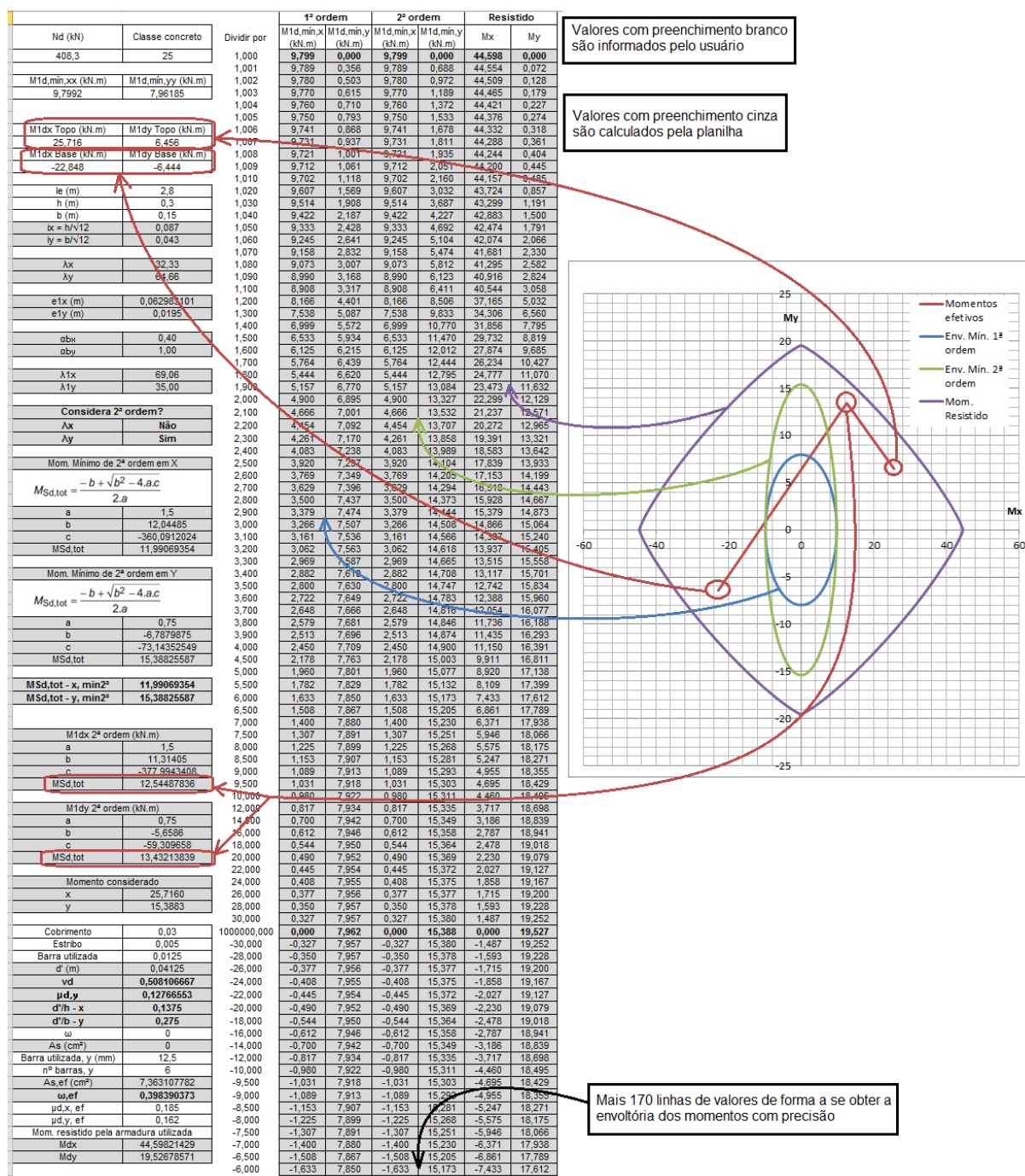
Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	36,88	52,02
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	4,78	8,99
Gama-Z	1,15	1,21

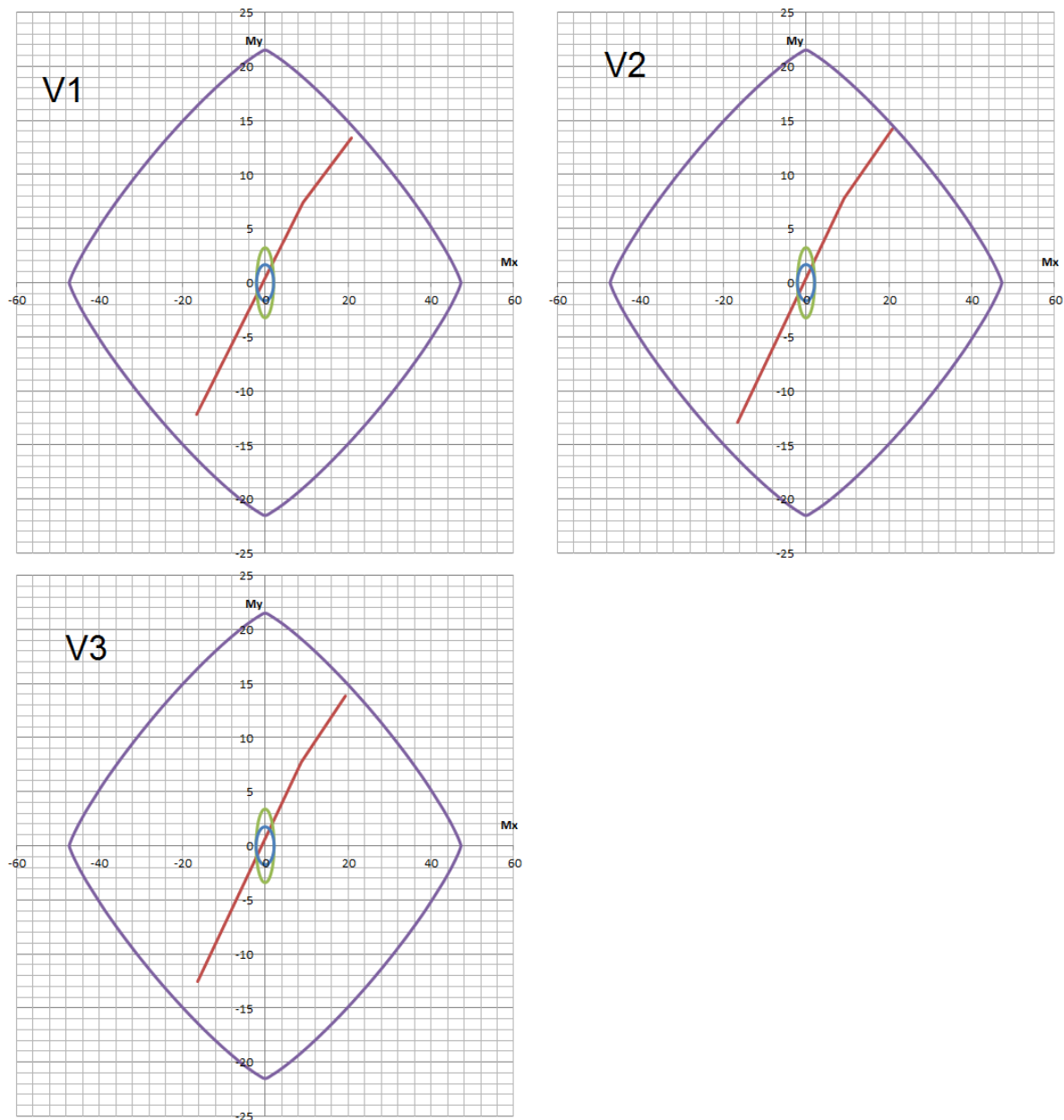
Já utilizando dos pilares retangulares obtidos no item 4.1.2 obtivemos os seguintes resultados no software Eberick:

**Tabela 42 - Gama Z para pilares retangulares pré-dimensionados**

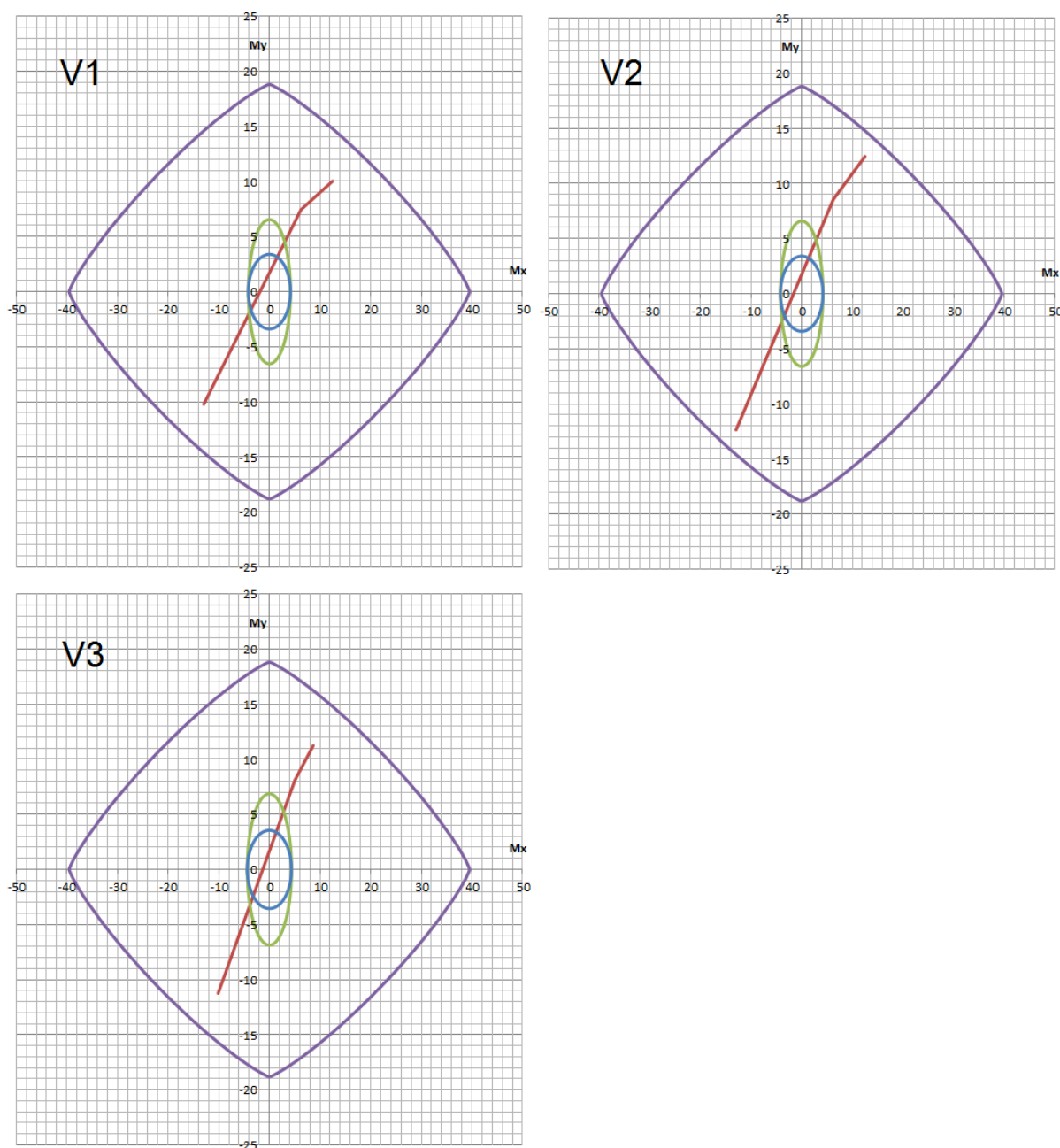
Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	31,68	50,12
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	2,71	5,47
Gama-Z	1,09	1,12

## Apêndice C - Exemplo de aplicação da planilha de obtenção das envoltórias dos pilares



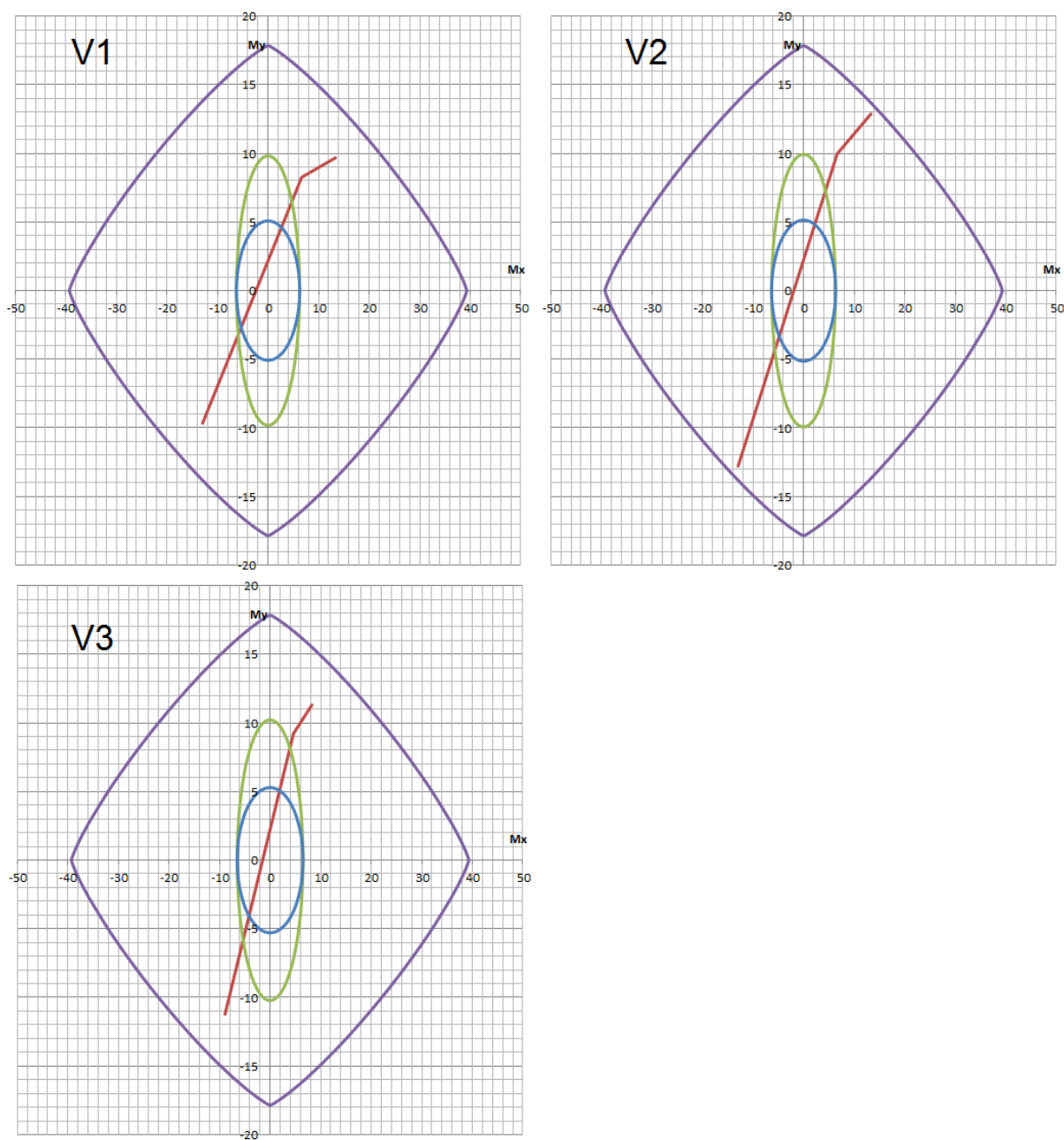
**Apêndice D - Envoltórias dos pilares não apresentadas no item 6.3****Figura 54 - Envoltórias do P1 no pavimento “Cobertura”**

Fonte: Elaborado pelo autor

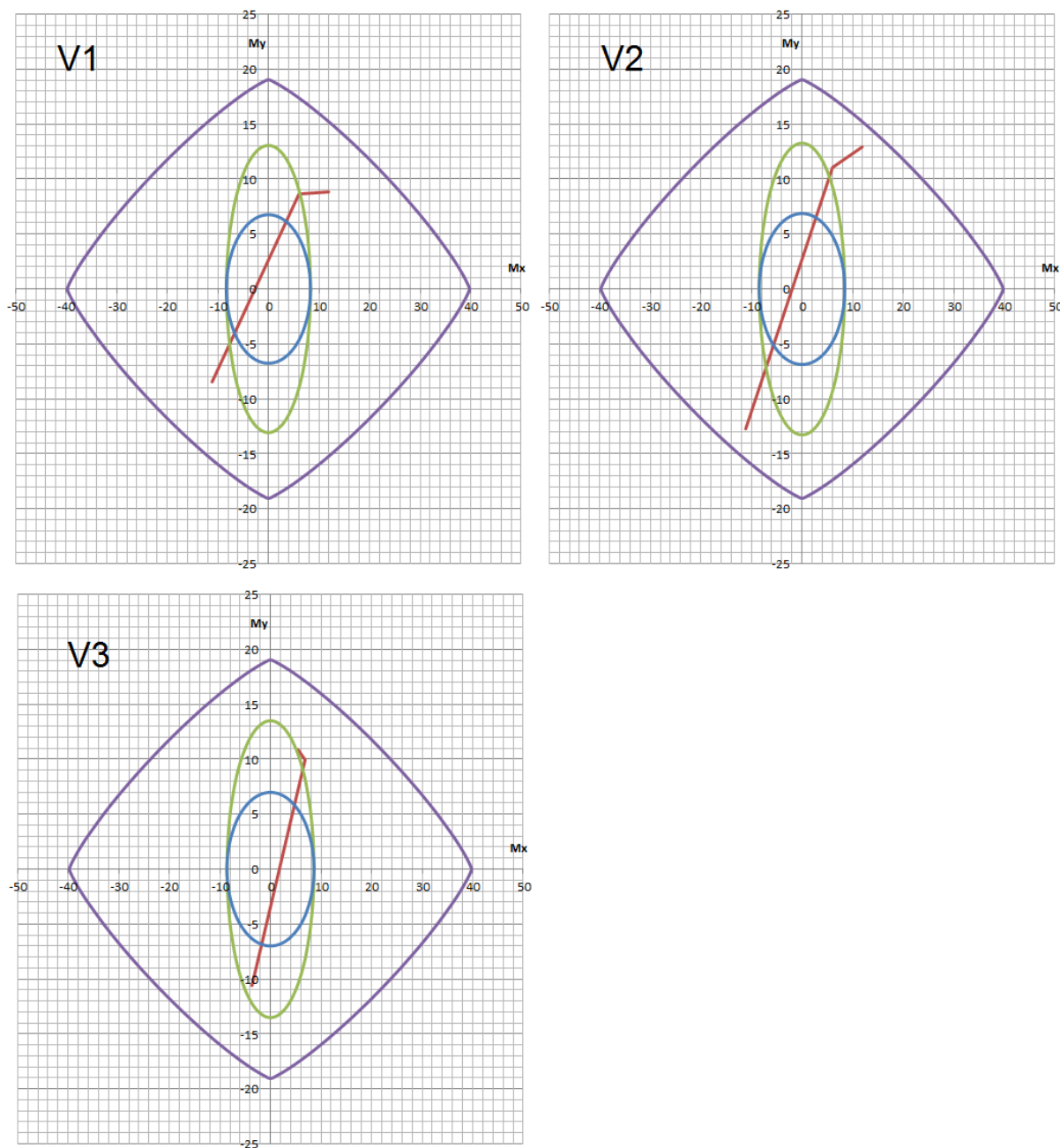
**Figura 55 - Envoltórias do P1 no pavimento “Tipo 3”**

Fonte: Elaborado pelo autor

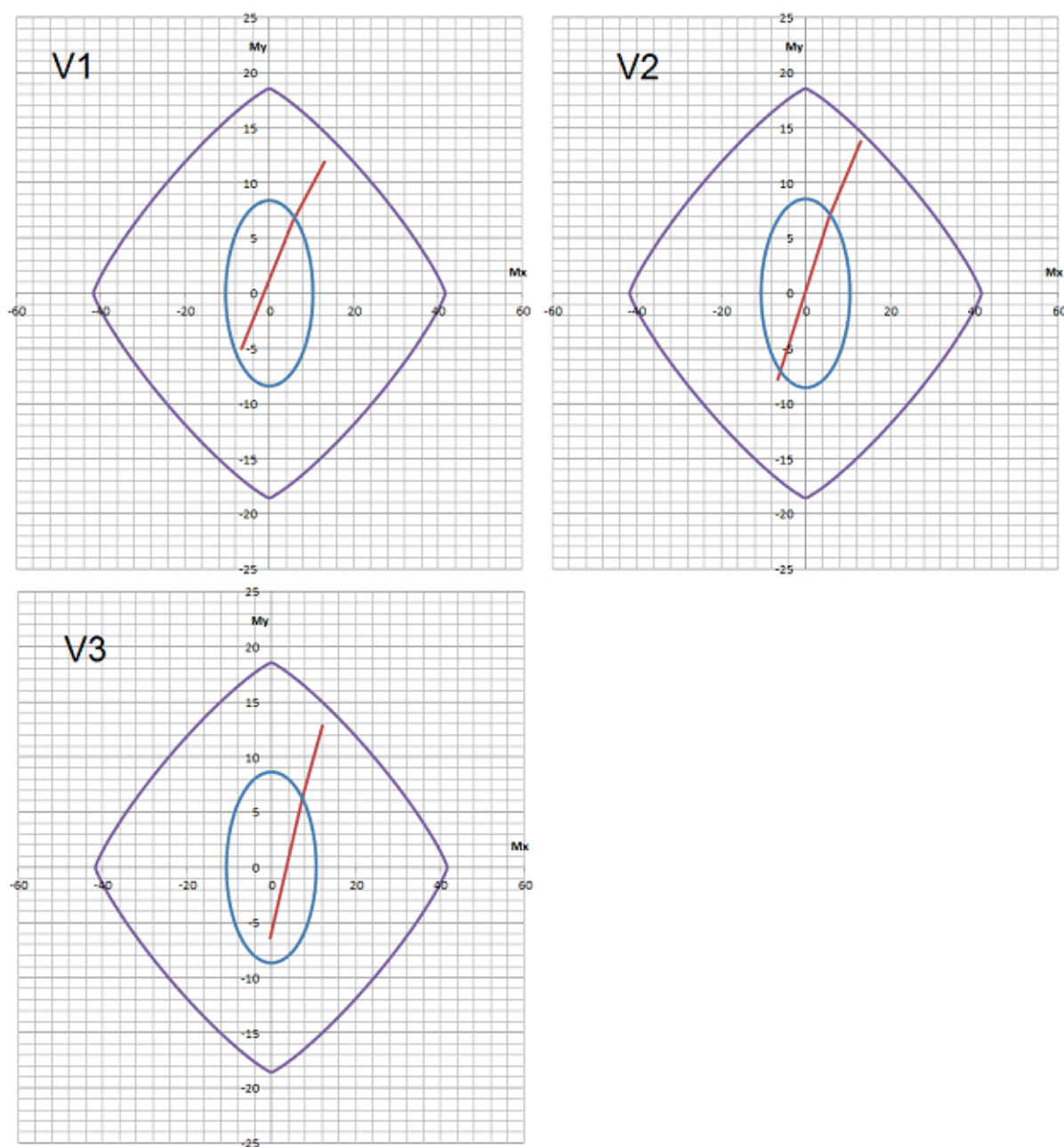


**Figura 56 - Envoltórias do P1 no pavimento “Tipo 2”**

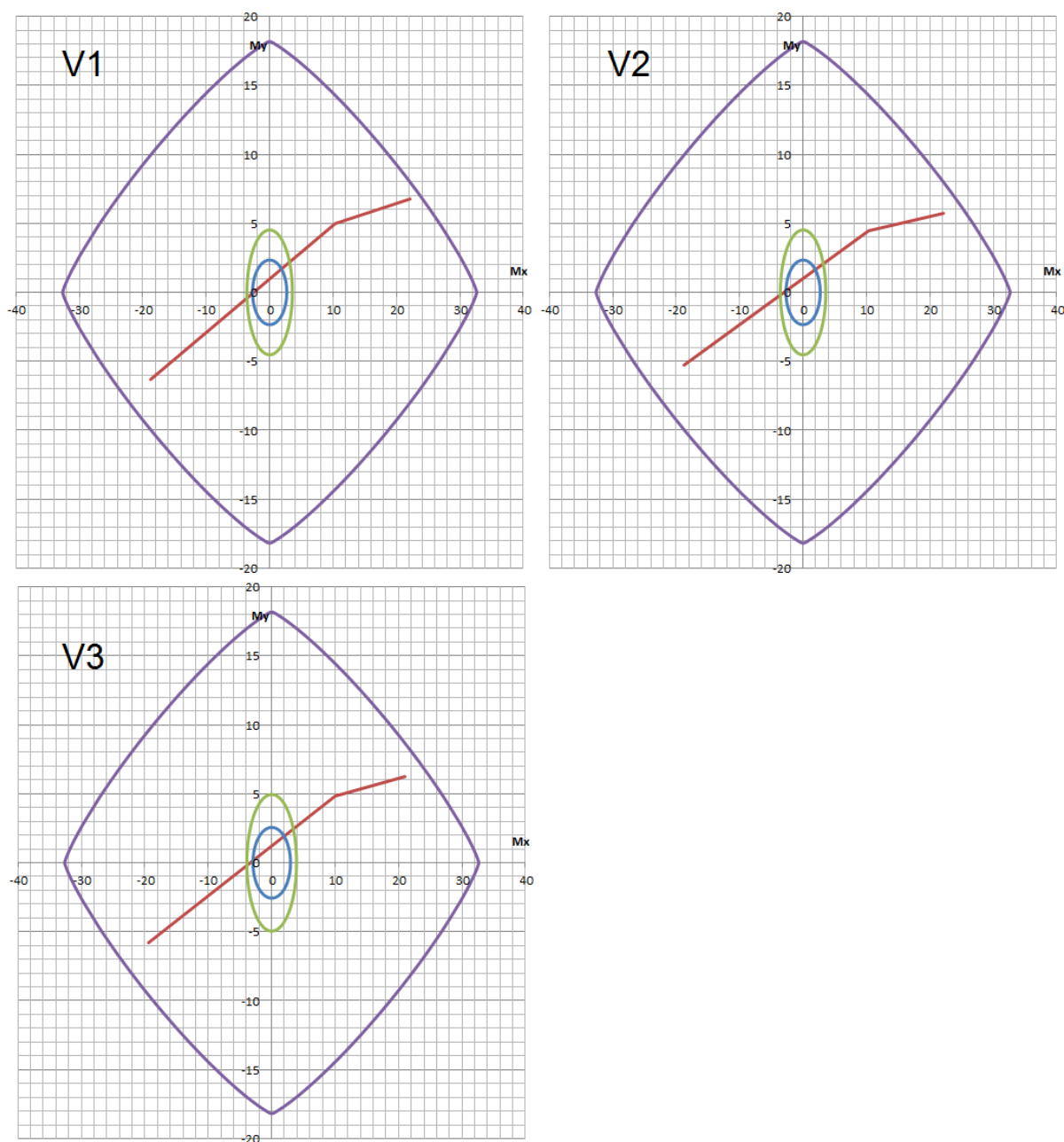
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 57 - Envoltórias do P1 no pavimento “Tipo 1”**

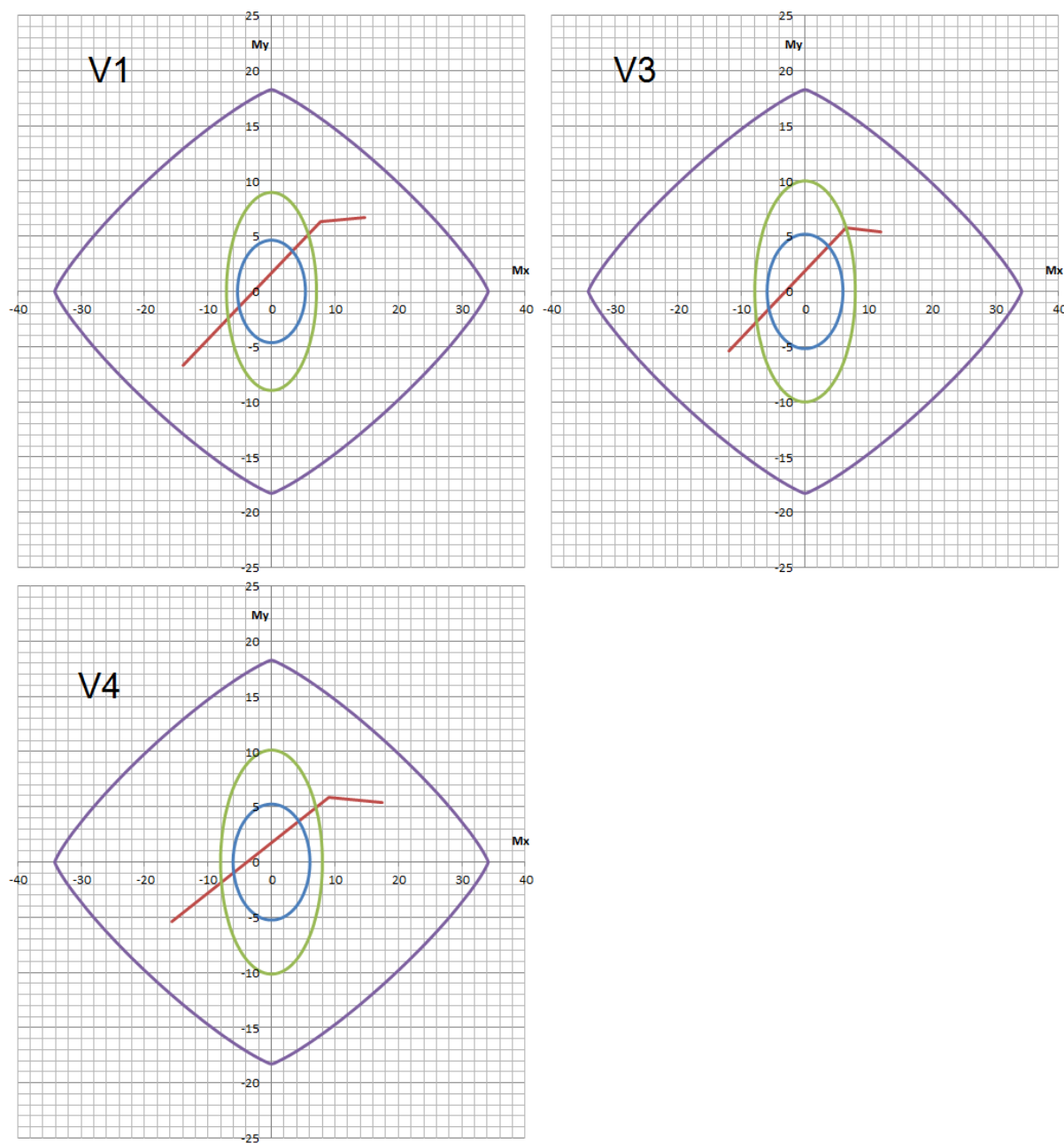
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 58 - Envoltórias do P1 no pavimento “Térreo”**

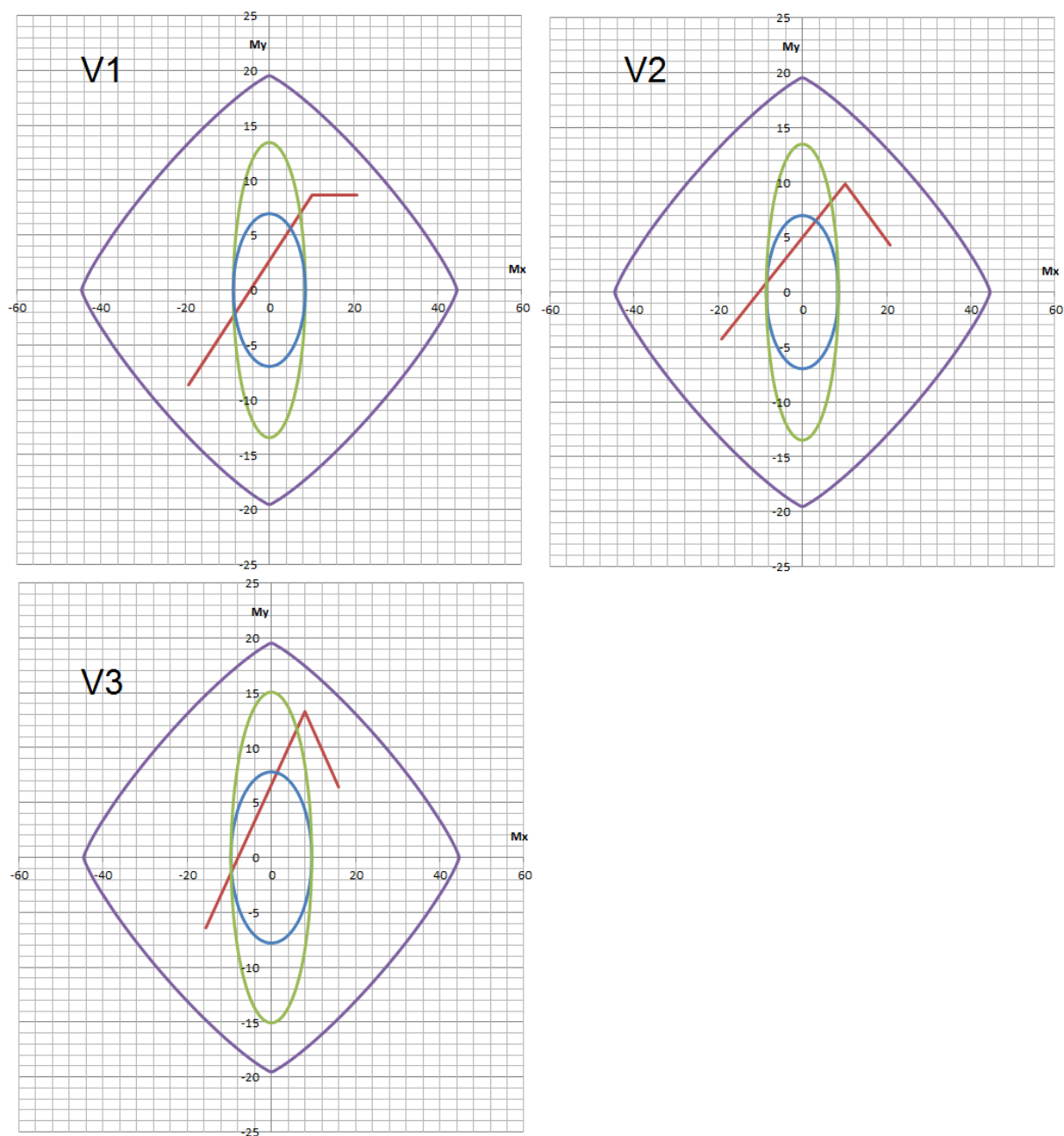
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 59 - Envoltórias do P2 no pavimento “Cobertura”**

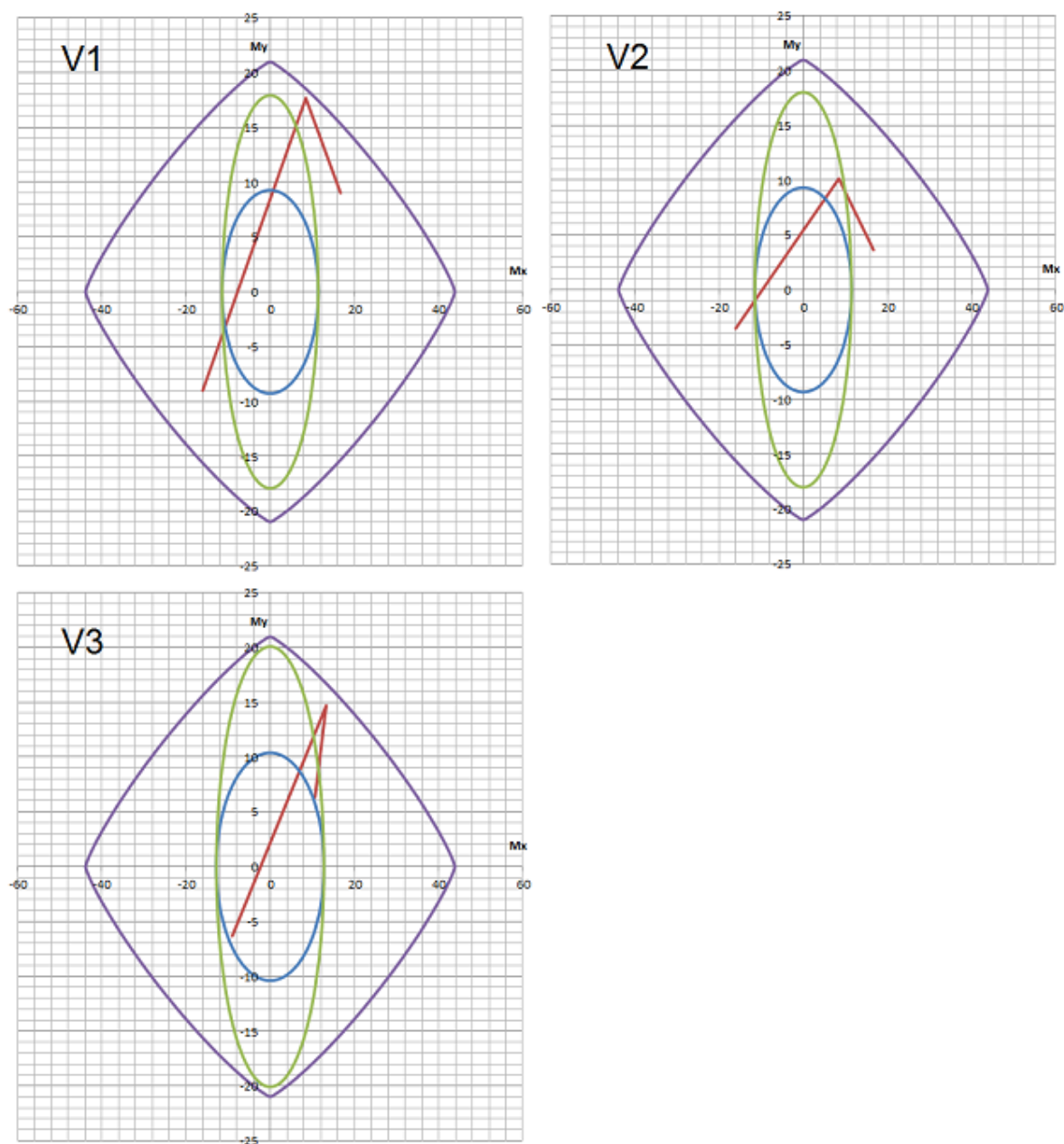
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 60 - Envoltórias do P2 no pavimento “Tipo 3”**

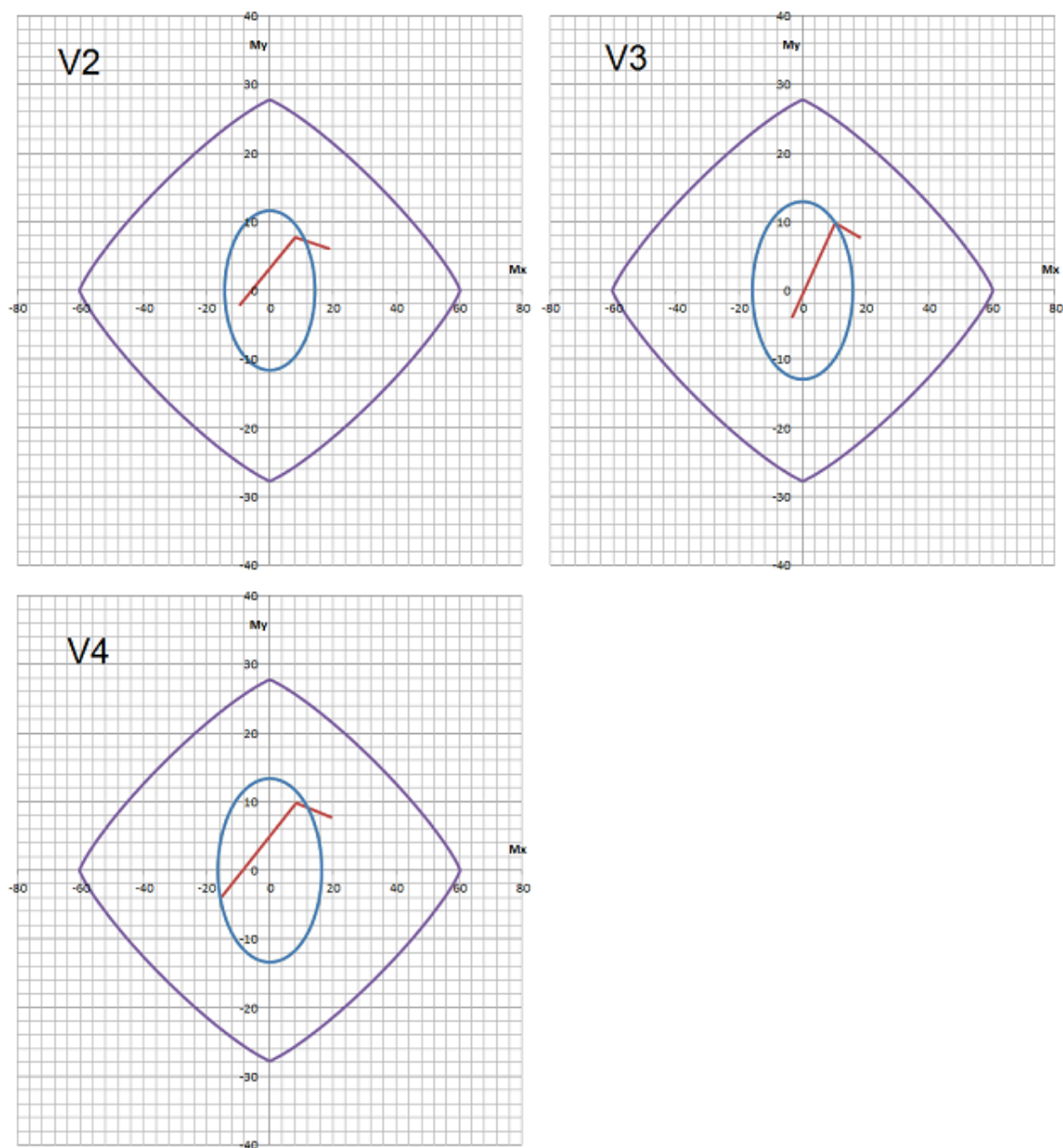
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 61 - Envoltórias do P2 no pavimento “Tipo 2”**

Fonte: Elaborado pelo autor

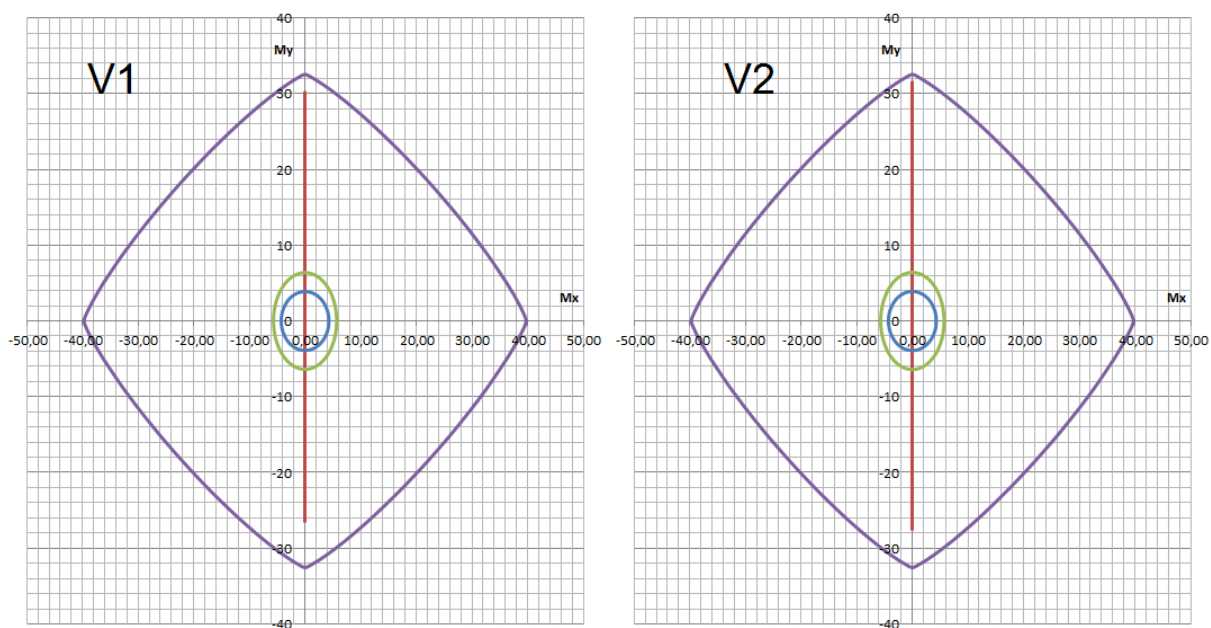
**Figura 62 - Envoltórias do P2 no pavimento “Tipo 1”**

Fonte: Elaborado pelo autor

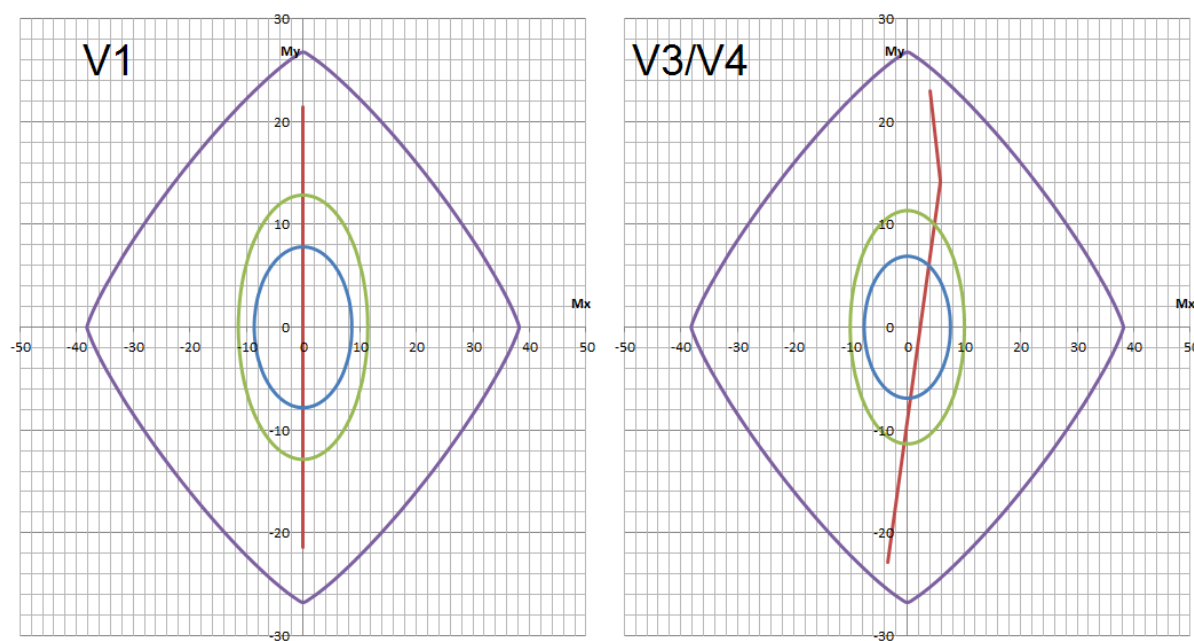
**Figura 63 - Envoltórias do P2 no pavimento “Térreo”**

Fonte: Elaborado pelo autor

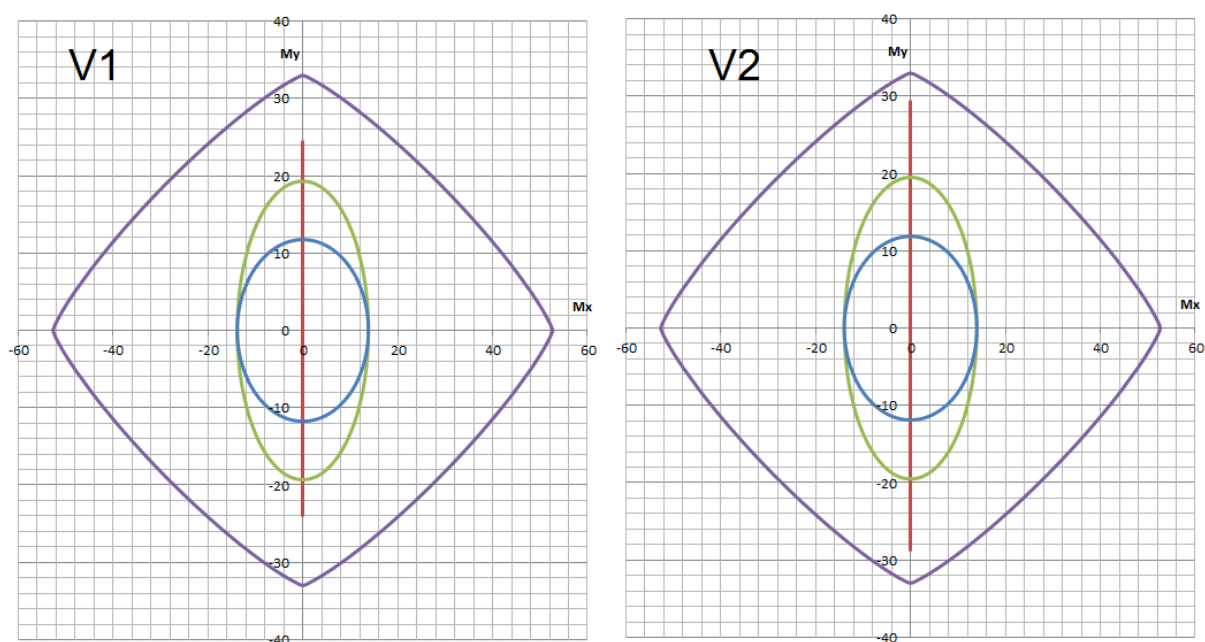


**Figura 64 - Envoltórias do P5 no pavimento “Cobertura”**

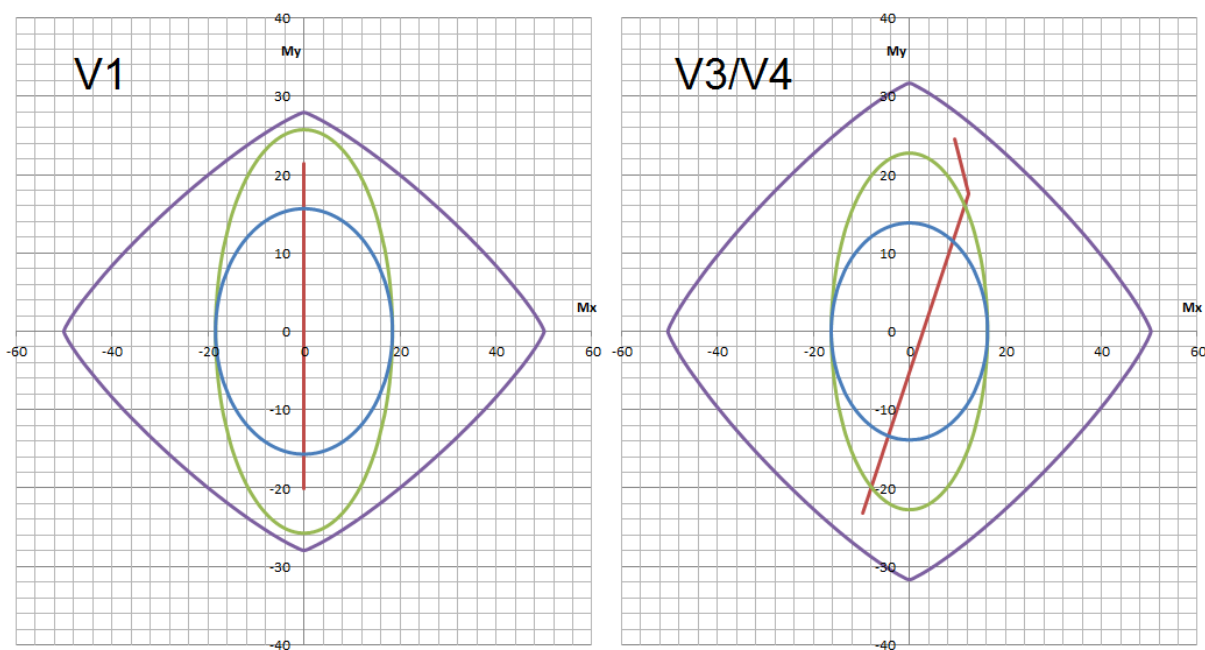
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 65 - Envoltórias do P5 no pavimento “Tipo 3”**

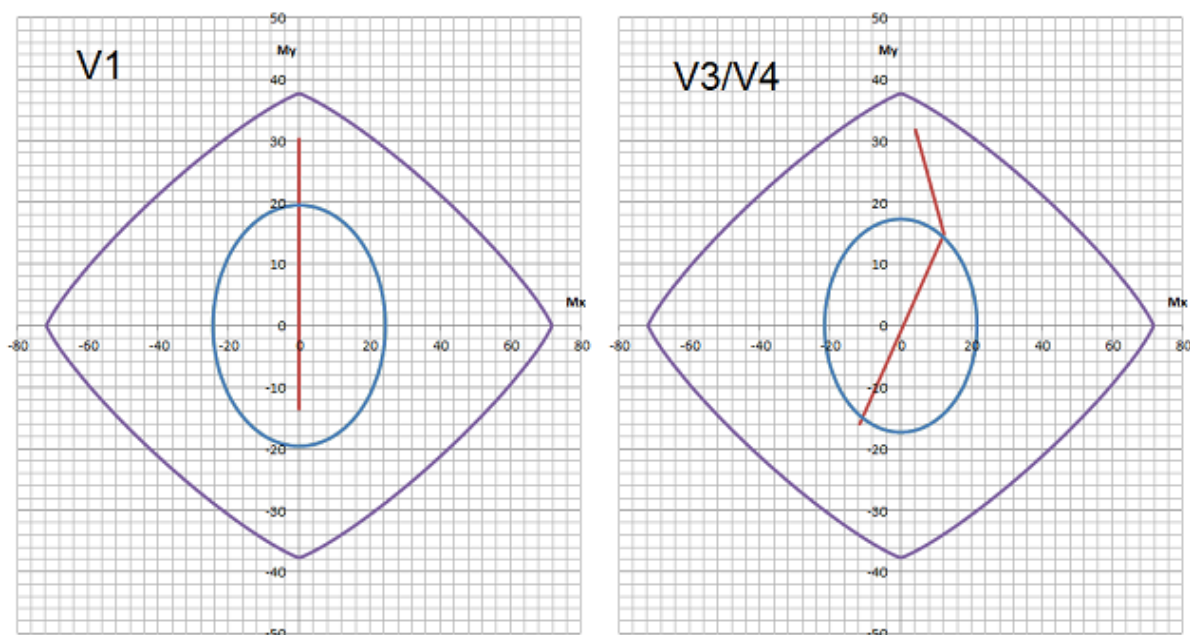
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 66 - Envoltórias do P5 no pavimento “Tipo 2”**

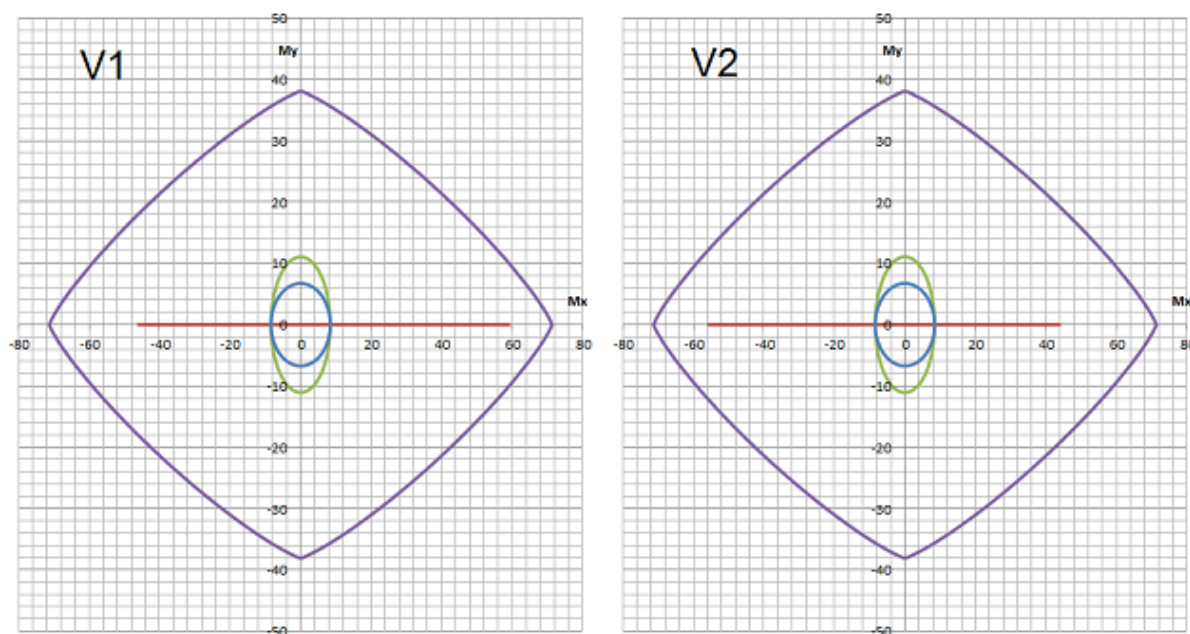
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 67 - Envoltórias do P5 no pavimento “Tipo 1”**

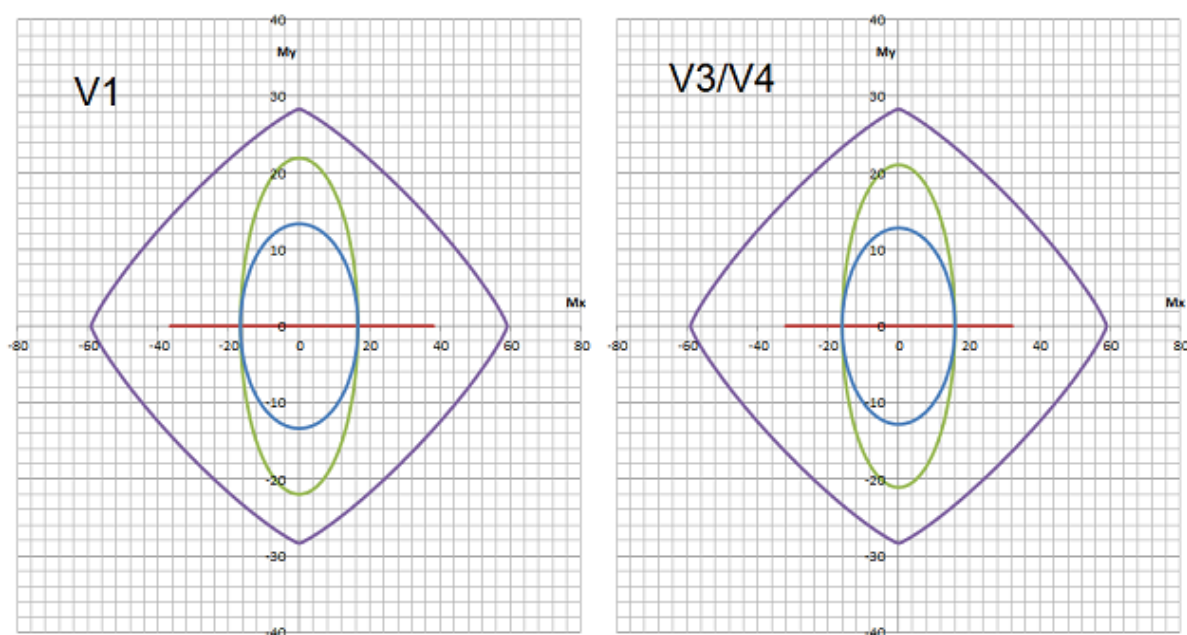
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 68 - Envoltórias do P5 no pavimento “Térreo”**

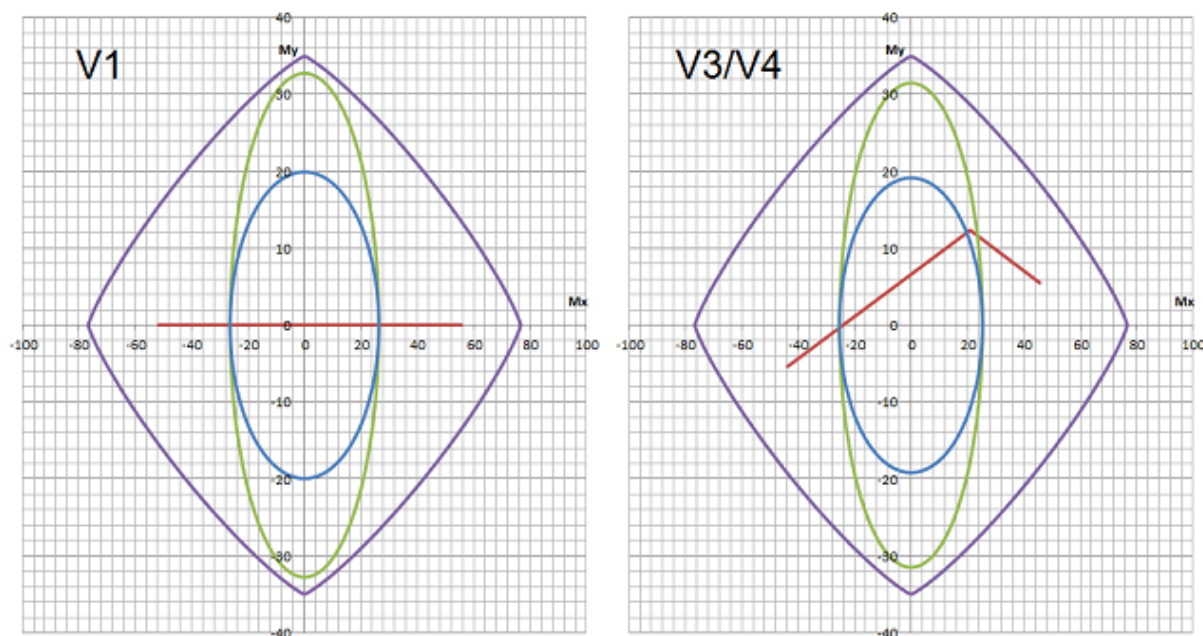
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 69 - Envoltórias do P6 no pavimento “Cobertura”**

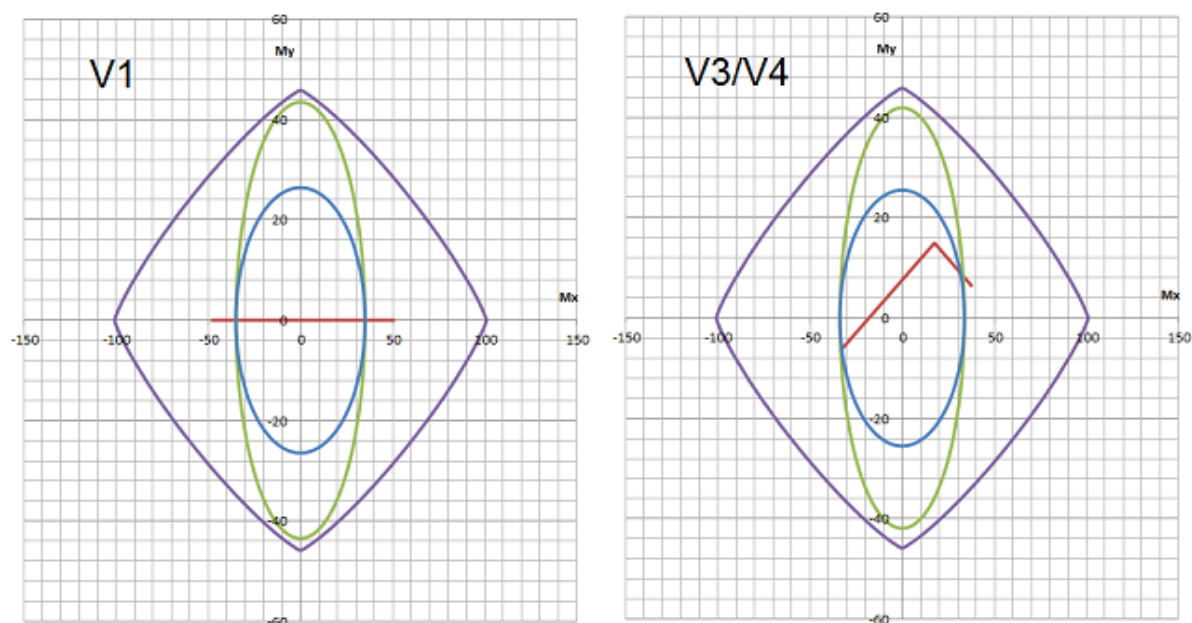
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 70 - Envoltórias do P6 no pavimento “Tipo 3”**

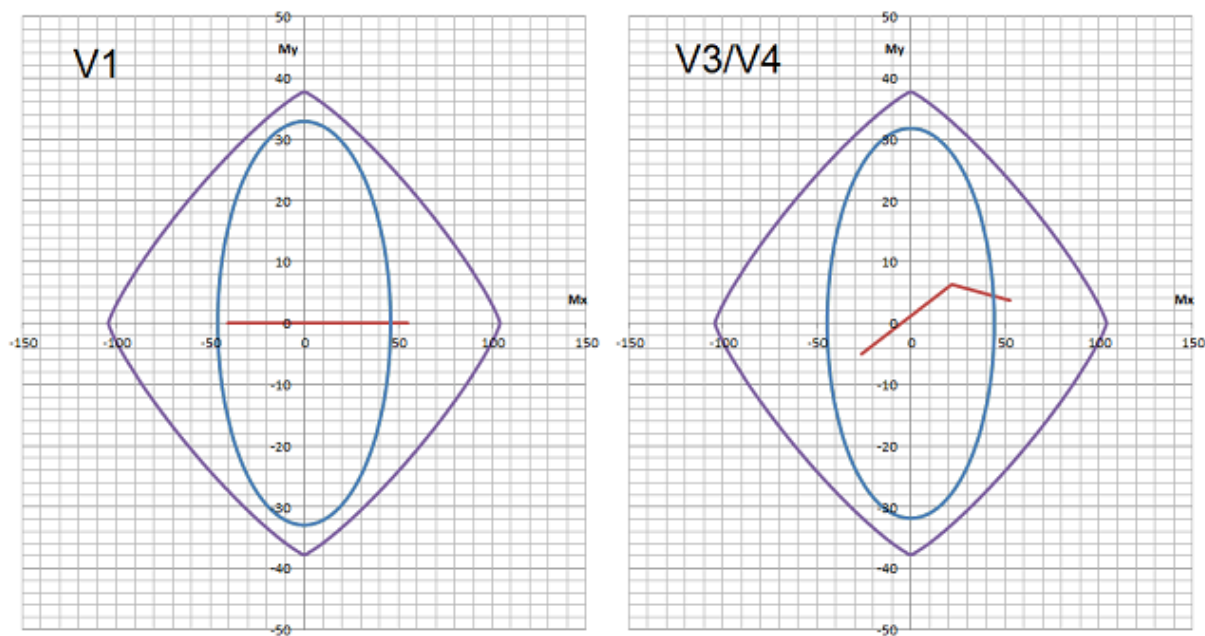
Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 71 - Envoltórias do P6 no pavimento “Tipo 2”**

Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 72 - Envoltórias do P6 no pavimento “Tipo 1”**

Fonte: Elaborado pelo autor

**Figura 73 - Envoltórias do P6 no pavimento “Térreo”**

Fonte: Elaborado pelo autor